

**TEKNILLINEN KORKEAKOULU  
RAKENNUS- JA MAANMITTAUSTEKNIIKAN OSASTO**

**JUHA FORSMAN**

**SYNTEETTISEN GEOVAHVISTEEN JA MAAN VÄLINEN KITKA SEKÄ  
VAHVISTEEN ANKKUROITUMINEN MAAKERROKSEEN**

TEKNILLINEN KORKEAKOULU  
RAKENNUS- JA MAANMITTAUSTEKNIIKAN  
OSASTO

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 7.6.1993

**TYÖN VALVOJA:      PROFESSORI E. SLUNGA**

**TYÖN OHJAAJA:      PROFESSORI E. SLUNGA**

**Tekijä ja työn nimi :** Juha Forsman

Synteettisen geovahvisteen ja maan välinen kitka sekä  
vahvisteen ankkuroituminen maakerrokseen

**Päivämäärä :** 7.6.1993

**Sivumäärä :** 238

**Osasto :**  
Rakennus- ja maanmittaus-  
tekniikan osasto

**Professuuri :** Rak-50  
Pohjarakennus ja  
maamekaniikka

**Työn valvoja :** Professori E. Slunga

**Työn ohjaaja :** Professori E. Slunga

Tämä tutkimus on tehty Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa osana geovahvistetutkimusta. Tavoitteena oli selvittää synteettisen geovahvisteen ja maan välisen kitkakulman ja maan sisäisen kitkakulman keskinäinen riippuvuus sekä vahvisteen ankkuroituminen maakerrosten väliin.

Vahvistemaarakenteissa vahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä ja karheita estääkseen rakenteen sortumisen liukumalla pitkin maan ja vahvisteen rajapintaa. Lisäksi vahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä vahvisteisiin mobilisoituvan aksiaalisen vetovoiman ankkuroimiseksi.

Edellä esitettyihin murtomekanismeihin liittyvien suunnitteluparametrien määrittämiseksi tutkittiin muunnetulla rasialeikkauskokeella ja ulosvetokokeella vahvisteen ja maakerroksen välistä kitkaa. Ulosvetokokeella tutkittiin myös vahvisteen ankkurikapasiteetin mobilisointumista maakerrosten välissä. Osana työtä oli tutkia venymäliuskojen käyttökelpoisuutta ja luotettavuutta synteettisen geovahvisteen suhteellisen muodonmuutoksen mittaamisessa.

Muunnetussa rasialeikkauskokeessa tutkitut vahvisteet olivat: polyesteristä kudottu vahvistekangas Stablenka 200/200 ja polypropeenistä kudottu suursäkkikangas Rosenlew PP160. Maakerrokset olivat: hiekka, kevytsora ja kalliomurske. Vahvistekankaan ja maan rajapinnalle mobilisoitunut kitka on esitetty vahvisteen ja maan välisen kitkakulman ja maan sisäisen kitkakulman tangenttien suhteen, jota kutsutaan suoran liukumisen tehokertoimeksi.

Ulosvetokokeessa tutkitut vahvisteet olivat: Stablenka 200/200, Rosenlew PP160, polyesteristä kudottu vahvisteverkko Fortrac 35/35-35, kahteen suuntaan vedetty polypropeenin verkko Tensar SS2 ja yhteen suuntaan vedetty polyeteeni verkko Tensar SR80. Maakerrokset olivat: hiekka, kalliomurske ja kevytsora.

Hiekassa tehdyissä kokeissa mitattiin ulosvetovoiman, puristimen ja vahvisteen takapään siirtymän lisäksi siirtymiä myös muissa vahvisteen pisteissä. Kaikille vahviste-maakerros-yhdistelmille määritettiin ulosvetokoetuloksista vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin. Tehokerrointa määritettäessä oletettiin jännitys tasan jakaantuneeksi vahvisteen pituudella. Kirjallisuudessa esitetyillä vahvisteen ankkuroinnin tehokertoimen laskentamenetelmillä määritettyjä tehokertoimen arvoja verrattiin ulosvetokokeessa määritettyyn tehokertoimeen.



<b>Author and name of the thesis :</b> Juha Forsman	
The interface friction and anchor capacity of synthetic georeinforcements in frictional soils	
<b>Date :</b> 7.6.1993	<b>Number of pages :</b> 238
<b>Faculty :</b> Faculty of Civil engineering and Surveying	<b>Professorship :</b> Rak-50 Soil Mechanics and Foundation engineering
<b>Supervisor :</b> Professor E. Slunga	
<b>Instructor :</b> Professor E. Slunga	

This report has been done in the laboratory for Soil Mechanics and Foundation Engineering at Helsinki University of Technology and it forms a part of the larger research project: Georeinforcements. The purpose of this work was to determine the relationship between the soil-synthetic reinforcement interface friction angle and soil friction angle as well as the anchor capacity of the reinforcement.

The reinforcements in a reinforced soil structure must have sufficient length to prevent gross sliding movement of soil blocks along the surface of a reinforcement layer. The reinforcement must also have sufficient length in order to provide the required anchor force.

In order to measure parameters describing the friction between the surface of the reinforcement and surrounding granular soil modified direct shear box and pull-out tests were made. Pull-out tests were completed to describe the mobilisation of the anchor capacity of the reinforcements between soil layers. A part of the work was also to study the use of strain gauges when measuring the strains of synthetic reinforcements.

Modified direct shear tests were conducted with the following reinforcements: woven polyester fabric Stabilenka 200/200 and woven polypropylene fabric Rosenlew PP160. Test soils were sand, crushed rock and light expanded clay aggregate. The mobilised friction was presented as an efficiency factor for direct sliding  $\tan\phi_g/\tan\phi$ , where  $\phi_g$  is the soil-reinforcement interface friction angle and  $\phi$  is the soil friction angle.

Pull-out tests were done with the reinforcements: Stabilenka 200/200, Rosenlew PP160, woven polyester grid Fortrac 35/35-35, biaxially drawn polypropylene grid Tensar SS2 and uniaxially drawn polyethylene grid Tensar SR2. Test soils were sand, crushed rock and light expanded clay aggregate.

In pull-out tests the pull-out force, front displacement and displacements of the reinforcement were measured. The efficiency factor of reinforcement anchoring was based on the pull-out test results. The determination of efficiency factor was based on the assumption that the frictional resistance is uniform along the length of the reinforcement. The test results were compared to the efficiency factors calculated with some design equations proposed in the literature.

## ALKULAUSE

Tämä diplomityö on tehty professori Eero Slungan johdolla Teknillisen korkeakoulun rakennus- ja maanmittaustekniikan osaston pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Työ on osa laajempaa geovahvistetutkimusta.

Geovahvistetutkimusta on ohjannut projektin II:n vaiheen johtoryhmä, joka on muodostunut rahoittajien ja tutkijoiden edustajista. Johtoryhmän jäsenenä vaiheessa II (7.6.1993) toimivat:

DI	Pekka Friberg (siht.)	TKK
DI	Osmo Korhonen	Helsingin kaupunki
DI	Osmo Koskisto	Teknologian kehittämiskeskus TEKES
DI	Mika Kärkkäinen	Lohja Oy Ab
DI	Pentti Lahtinen	Viatek yhtiöt / Suomen Geotutkimus SGT Oy
DI	Marita Herranen	Rosenlew Oy
Ins.	Kay Rökman	Ahlström A Oy Kuitulasi
Prof.	Eero Slunga	TKK
DI	Heikki Suni (pj.)	Tielaitos
DI	Vesa Tompuri	Kaitos Oy
DI	Olli T Turunen	Neste Oy Chemicals

Geovahvistetutkimusta on valvonut neuvottelukunta, joka on muodostunut projektin johtoryhmästä ja seuraavista muista rahoittajien edustajista:

DI	Aarno Valkeisenmäki	Tiehallitus
Yli-ins	Esko Haukka	Rakennushallitus
DI	Seppo Luostarinen	Espoon kaupunki
DI	Risto Koivusalo	Turun kaupunki
TJ	Kai Lindberg	Tensare Oy

Esitän parhaat kiitokseni professori Eero Slungalle työni valvonnasta ja ohjauksesta, geovahvisteprojektin johtoryhmän jäsenille saamistani neuvoista sekä rahoittajille tuesta, jolla tämä diplomityö on tehty.

Haluan kiittää pohjarakennuslaboratorion ja koehallin vakinaista ja väliaikaista henkilökuntaa laajan koeohjelman toteuttamiseen vaaditusta työstä, avusta ja hyödyllisistä neuvoista. Lisäksi haluan kiittää kaikkia niitä, jotka ovat edesauttaneet työni valmistumista.

Espoossa 7.6.1993



Juha Forsman

## MERKINNÄT

$A_b$	verkon liikesuunnan suhteen poikkisuuntaisen vetoelementin pinta-ala, jota vasten maanpaine voi kehittyä, m <sup>2</sup>
$A_r$	vahvisteiden tehokas (peitetty) pinta-ala, m <sup>2</sup>
$A_s$	vahvisteverkon sileän pinnan pinta-ala, m <sup>2</sup>
$C_u$	raekokosuhde
$D$	tiiviyysaste, %
$D_r$	suhteellinen tiiviyys
$DI$	vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste
$F_\gamma$	ankkurin maanpaine kerroin
$F'_\gamma$	ankkurin korjattu maanpaine kerroin
$J$	vahvisteiden sekanttimoduuli, kN/m
$L$	pituus, m
$L_e$	tehokas (peitetty) geovahvisteiden pituus, m
$N$	kulmakerroin määritettäessä kitkakulma Janbun menetelmällä
$P$	akseliaalinen vetovoima vahvisteeissa, kN/m
$P_d$	leikkausvoima, kN
$P_r$	ankkurikapasiteetti, kN/m
$P_{rb}$	poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus verkon ankkurikapasiteetista, kN/m
$P_{rd}$	leikkausvastuksen osuus verkon ankkurikapasiteetista, kN/m
$P_x$	ulosvetovoima, kN/m
$P_{xmax}$	vahvisteverkon suurin ulosvetovoima, kN/m
$P_o$	yksittäisen poikkisuuntaisen vetoelementin ulosvetovoima, kN/m
$R_\psi, R_R, R_K$	ankkurin maanpaine kertoimen korjauskertoimet, jotka ottavat huomioon dilataation, ankkurin pinnan karkeuden ja maan alkujännitystilän
$S_L$	verkon konesuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys, m
$S_{LA}$	verkon aukon leveys, m
$S_T$	verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys, m
$S_{TA}$	verkon aukon pituus, m
UTS	standardivetolujuus, kN/m
$W$	leveys, m
$c$	maan sisäinen koheesio, kPa
$c_g$	vahvisteiden ja maan välinen koheesio, kPa
$c_{GS}$	raekoon vaikutus kerroin
$d$	verkon poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus, mm
$d$	halkaisija, mm



$d_x$	horisontaalisiirtymä, mm
$d_{xb}$	vahviteen takapäin siirtymä, mm
$d_{xi}$	siirtymänmittauspisteen $i$ siirtymä, mm
$d_{xf}$	puristimen siirtymä, mm
$d_y$	vertikaalisiirtymä, mm
$d_{s0}$	keskimääräinen raekoko, mm
$e$	huokosluku
$j_s$	verkon kone- ja poikkisuuntaisen vetoelementin liitoksen lujuus, %
$h$	korkeus, mm
$n$	huokoisuus, %
$n_T$	poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä verkon tehokkaalla pituudella
$q$	deviatorinen jännitys, kPa
$w$	vesipitoisuus, %

$\alpha_a$	aukkojen osuus verkon pinta-alasta
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten maanpaine voi kehittyä
$\alpha_d$	osuus verkon sileän pinnan pinta-alasta, joka vastustaa maan suoraa liukumista
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
$\delta$	pintakitkakulma, °
$\varepsilon$	suhteellinen muodonmuutos, %
$\varepsilon_{ij}$	siirtymänmittauspisteiden välinen suhteellinen muodonmuutos, %
$\varepsilon_f$	murtovoimaa vastaava suhteellinen muodonmuutos, %
$\varepsilon_s$	leikkausmuodonmuutos, $\varepsilon_s = 2/3 (\varepsilon_1 / \varepsilon_3)$ , %
$\varepsilon_v$	tilavuudenmuutos, %
$\varepsilon_1$	aksiaalinen muodonmuutos, %
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma, °
$\phi_c$	kriittisen tilan kitkakulma, °
$\phi_m$	näennäinen kitkakulma, °
$\phi_p$	huippukitkakulma, °
$\phi_g$	vahviteen ja maan välinen kitkakulma, °
$\mu_b$	vahviteen ankkuroinnin tehokerroin, $\mu_b = \tan \phi_g / \tan \phi$
$\mu_{bm}$	vahviteen ankkuroinnin näennäinen tehokerroin, $\mu_{bm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi$
$\mu_{bmm}$	vahviteen ankkuroinnin näennäinen tehokerroin, $\mu_{bmm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi_m$
$\mu_d$	suoran liukumisen tehokerroin, $\mu_d = \tan \phi_g / \tan \phi$
$\mu_{dm}$	suoran liukumisen näennäinen tehokerroin, $\mu_{dm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi$

$\mu_{\text{dmm}}$	suoran liukumisen näennäinen tehokerroin, $\mu_{\text{dmm}} = \tan\phi_{\text{gm}}/\tan\phi_{\text{m}}$
$(\mu_{\text{b}})_{\text{bs}}$	verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus ankkuroinnin tehokertoimesta
$(\mu_{\text{b}})_{\text{ss}}$	verkon sileän sileän pinnan leikkausvastuksen osuus ankkuroinnin tehokertoimesta
$\rho_{\text{s}}$	kiintotiheys, $\text{t/m}^3$
$\rho_{\text{d}}$	kuivairtitiheys, $\text{t/m}^3$
$\sigma_{\text{b}}$	kantava maanpaine, kPa
$\sigma_{\text{v}}$	vertikaalijännitys, kPa
$\sigma_3$	sellipaine, kPa
$(\sigma_{\text{b}}/\sigma_{\text{v}})_{\text{d/d}_{50}}$	kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde, kun $d/d_{50} < 10$
$(\sigma_{\text{b}}/\sigma_{\text{v}})_{\infty}$	kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde, kun $d/d_{50} > 10$ .
$\tau$	leikkausjännitys, kPa
$\tau_0$	murtosuoran $\tau$ -arvo, kun $\sigma_3 = 0$ , kPa
$\psi$	dilataatiokulma, $\tan\psi = d\epsilon_{\text{v}}/d\epsilon_{\text{s}}$ , °
CIDC	isotrooppisesti konsolidoitu avoin puristuskoe
LVDT	lineaarimuuntajan periaatteella toimiva anturi (Linear Variable Differential Transformen)

## SISÄLLYSLUETTELO

Tiivistelmä	2
Abstract	3
Alkulause	4
Merkinnät	5
Sisällysluettelo	8
 1. JOHDANTO	 12
 2. VAHVISTEMAARAKENTEEN TOIMINTATAPA JA AIKAISEMMAT TUTKIMUKSET	 14
2.1 Vahvistemaarakenteen toimintatapa	14
2.2 Vahvistekankaan toimintatapa	15
2.2.1 Liukuminen maan ja vahvistekankaan rajapinnassa	15
2.2.2 Vahvistekankaan ankkurikapasiteetti	16
2.3 Vahvisteverkon toimintatapa	18
2.3.1 Liukuminen maan ja vahvisteverkon rajapinnassa	18
2.3.2 Raekoon vaikutus liukumiseen maan ja vahvisteverkon rajapinnassa	19
2.3.3 Vahvisteverkon ankkurikapasiteetti	22
2.3.4 Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus	29
2.3.5 Raekoon vaikutus vahvisteverkon ankkurikapasiteettiin	35
2.4 Aikaisemmat tutkimukset geovahvisteen ja maan välisestä kitkasta ja vahvisteen ankkuroinnista	36
2.4.1 Koemenetelmät	36
2.4.2 Vahvistekankaan sekä lujiteliuskan ja maan ja välinen kitkakulma	39
2.4.3 Suoran liukumisen $\mu_{dm}$ ja vahvisteen ankkuroinnin $\mu_{bm}$ näen- näisten tehokertoimien vertailu	41
2.4.4 Suoran liukumisen tehokertoimen $\mu_d$ ja näennäisen tehokertoimen $\mu_{dm}$ arvoja	42
2.4.5 Vahvisteverkolla ja -kankaalla tehtyjen ulosvetokeiden tulosten vertailu	45
2.4.6 Maan tiiviyn vaikutus vahvisteen ankkurikapasiteettiin ja siirtymiin	48
2.4.7 Vertikaalijännityksen vaikutus vahvisteen ankkurikapasiteettiin siirtymiin ja muodonmuutoksiin	49
2.4.8 Kuormitusnopeuden vaikutus vahvisteen ankkurikapasiteet- tiin, siirtymiin ja muodonmuutoksiin	53



3. KOEMENETELMÄT	57
3.1 Muunnettu rasialeikkauskoe	57
3.1.1 Rasialeikkauskoelaitteiston valintaan vaikuttavia tekijöitä	57
3.1.2 TKK:n muunnettu rasialeikkauskoelaitteisto ja kokeen suoritus	58
3.2 Ulosvetokoe ja koemenetelmän valintaan vaikuttavia tekijöitä	61
3.2.1 Ulosvetokokeessa mitattavat suureet	61
3.2.3 Näytteen leveys ja laatikon vaakamitat	62
3.2.4 Maakerroksen paksuuden ja kuormituslevyn jäykkyyden vaikutus	64
3.2.5 Etuseinän karkeuden ja kauluksen pituuden vaikutus	66
3.2.6 Puristimen sijainti kokeen alkaessa	68
3.2.7 Ulosvetotapa ja -nopeus	70
3.3 TKK:n ulosvetokoelaitteisto	71
3.3.1 Koekuoppa ja kuormituslaitteet	71
3.3.2 Kaulus ja puristin	73
3.2.3 Voiman ja siirtymien mittaus	75
3.4 Kokeen suoritus	76
3.4.1 Koekuopan täyttö ja tiivistys eri maalajeilla	76
3.4.2 Koekappaleiden leikkaaminen ja kiinnittäminen puristimeen	78
3.4.3 Siirtymänmittauslankojen kiinnitys	78
3.4.4 Maanpinnan vertikaalisiirtymien mittaus	82
3.5 Venymäliuskoilla instrumentoidut kokeet	83
3.5.1 Käytetyt venymäliuskat ja kytkennät	83
3.5.2 Venymäliuskoilla instrumentoidut vahvisteet vetokokeessa	84
3.5.3 Venymäliuskoilla instrumentoidut vahvisteet ulosvetokokeessa	87
4. TOTEUTETTU KOEOHJELMA	92
4.1 Tutkitut tuotteet	92
4.1.1 Vahvistekankaat ja -verkot	92
4.1.2 Maalajien luokitusominaisuudet	96
4.1.3 Maalajien lujuusominaisuudet	99

4.2 Koeohjelma	101
4.2.1 Koeohjelma muunnetulla rasialeikkauskokeella	101
4.2.2 Ulosvetokoeohjelma	102
4.3 Koetulokset	105
4.3.1 Muunnetun rasialeikkauskokeen tulokset	105
4.3.2 Ulosvetokoetulokset	107
5. KOETULOSTEN TARKASTELU	115
5.1 Muunnetulla rasialeikkauskokeella määritettävät parametrit	115
5.1.1 Yleistä	115
5.1.2 Suoran liukumisen tehokerroin $\mu_d$	117
5.1.3 Suoran liukumisen näennäinen tehokerroin $\mu_{dm}$ ja $\mu_{dmm}$	119
5.2 Ulosvetokoetulosten tarkastelu	121
5.2.1 Yleistä	121
5.2.2 Kudotulla vahvistekankaalla ja -verkolla sekä vedetyllä verkolla tehtyjen ulosvetokokeiden tulosten vertailu	122
5.2.3 Vahvистeen ankkuroinnin murtumismekanismi ja vahvистeen murtolujuus ulosvetokokeessa	125
5.2.4 Vahvisteverkkojen kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementin liitosten lujuus	134
5.2.5 Vahvистeen ankkuroinnin tehokerroin $\mu_b$	136
5.2.5 Vahvистeen ankkuroinnin näennäinen tehokerroin $\mu_{bm}$ ja $\mu_{bmm}$	138
5.3 Ankkurikapasiteetin laskentayhtälöiden soveltaminen	143
5.3.1 Vahvистeen ja maan rajapinnan kitkaan perustuva yhtälö	143
5.3.2 Verkon ankkurikapasiteetin laskeminen taulukon 2.1 avulla	152
5.3.3 Verkon ankkurikapasiteetin laskeminen kuvan 2.10 avulla	153
6. YHTEENVETO	156
Kirjallisuus	161
Liitteet	166

## LIITTEET:

A1-A3	STANDARDIVETOKOE: Vetovoima-muodonmuutos -kuvaaja	167
B1-B5	RASIALEIKKAUSKOE: a Horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	171
B6-B7	Horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -kuvaaja	176
C1-C3	KOLMIAKSELIKOE: a Aksiaalinen muodonmuutos-deviatorinen jännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	178
C4	Suhteellinen tilavuudenmuutos-leikkausmuodonmuutos -kuvaaja	181
D1-D4	MUUNNETTU RASIALEIKKAUSKOE: a Horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	182
D5-D6	Horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -kuvaaja	186
E1-E14	ULOSVETOKOE: Kuva 1: Puristimen siirtymä-ulosvetovoima -kuvaaja. Kuva 2: Tehokas pituus-ulosvetovoima -kuvaaja	188
F1-F15	ULOSVETOKOE: Kuva1: Tehokas pituus-vahvisteiden siirtymät -kuvaaja. Kuva 2: Puristimen siirtymä-vahvisteiden suhteellinen muodonmuutos -kuvaaja	202
F16-F17	Keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus vahvisteissa	217
G1-G9	ULOSVETOKOE: a Puristimen siirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	219
H1-H6	Venymäliuskakokeet	228
I1-I4	ULOSVETOKOE: Maanpinnan vertikaalisiirtymät ulosvetokokeissa	234
J1	VETOKOE: Muodonmuutosnopeuden vaikutus vahvisteiden muodonmuutokseen ja vetolujuuteen	238



## 1. JOHDANTO

Maan lujittaminen geovahvisteilla on verrattain uusi rakentamismenetelmä, vaikkakin eräitä alkeellisia maan lujittamismenetelmiä tunnettiin jo antiikin aikana. Nykyisten kaltaisten tuotteiden käyttö maan lujitustarkoituksessa tukimuurirakenteissa ja tiepenkereissä on alkanut varsinaisesti 1960-luvulla.

Vahvistekangas ja -verkko nimityksillä tarkoitetaan yleensä synteettisistä polymeereistä valmistettuja tuotteita. Vahvistekangas on vähintään kahden lankaryhmän (loimet ja ku-teet) muodostama ohut kudottu rakenne, jossa lankaryhmät ovat yleensä kohtisuoraan toisiaan vastaan. Vahvisteverkko muodostuu kone- ja poikkisuuntaisista vetoelementeistä, joiden välinen aukko on yleensä useita kertoja vetoelementin paksuutta suurempi.

Synteettisten geovahvisteiden pääkäyttöalueet voidaan jaotella tierakentamiseen, vesistö-rakentamiseen, ympäristörakentamiseen ja rantarakentamiseen. Tyypillisiä vahvistemaara-kenteita ovat: tukiseinätyyppiset rakenteet ja penkereet kantavalla pohjamaalla, penkereet pehmeällä pohjamaalla sekä vahvistetut tie- ja liikennealueiden päällysrakenteet. Muita so-velluksia, joissa geovahvisteita on pienemmässä määrin kokeiltu ovat mm. rakennuspohjan vahvistus pehmeiköllä ja putkijohtojen pohjan vahvistus. Erilaisia geovahvisteiden käyt-tömahdollisuuksia on esitetty kuvassa 1.1.

Vahvistemaarakenteen mitoituksessa joudutaan yleisesti tarkastelemaan koko rakenteen ulkoista vakavuutta, rakenteen sisäistä vakavuutta sekä rakenteen muodonmuutoksia. Va-kavuustarkasteluilla varmistetaan rakenteen "paikallaan" ja "koossa" pysyminen. Muo-donmuutostarkasteluilla varmistetaan rakenteen toimintakelpoisuus käyttötilassa. Lisäksi muodonmuutostarkasteluilla voidaan saada käsitys erilaisten rakenneosien yhteistoimin-nasta.

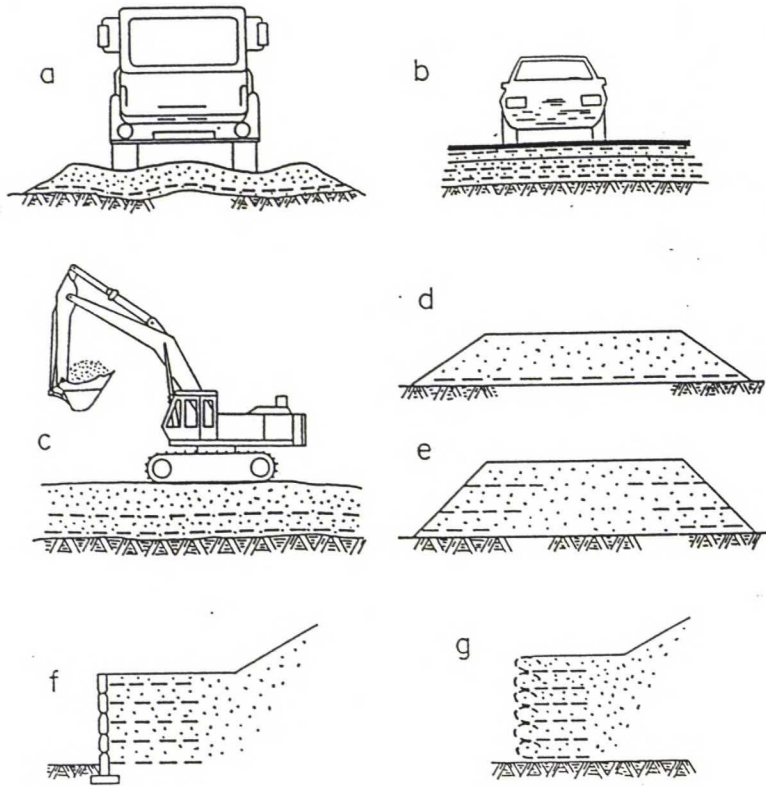
Vahvistemaarakenteita suunniteltaessa tulee ottaa huomioon kaksi kuvassa 2.1b esitettyä murtomekanismia. Geovahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä ja karheita estääkseen raken-teen sortumisen liukumalla pitkin maan ja vahviteen rajapintaa. Lisäksi vahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä vahvisteisiin mobilisoituvan aksiaalisen voiman ankkuroimiseksi.

Maakerroksen ja vahvistekankaan välistä kitkaa tutkittiin muunnetulla rasialeikkaukokeel-la ja ulosvetokokeella esitettyihin murtomekanismeihin liittyvien suunnitteluparametrien määrittämiseksi. Ulosvetokokeella tutkittiin myös vahvistekankaan ja -verkon ankkurika-pasiteetin mobilisoitumista maakerrosten välissä.

Tutkitut vahvisteet olivat: polyesteristä kudottu vahvistekangas Stablenka 200/200, poly-propeenista kudottu suursäkkikangas Rosenlew PP160, polyesteristä kudottu verkko Fort-rac 35/35-35, kahteen suuntaan vedetty polypropeenin verkko Tensar SS2 ja yhteen suun-taan vedetty verkko Tensar SR80. Vahvisteiden välisenä täytemateriaalina käytettiin hiek-kaa, kevytsoraa ja kalliomursketta.

Työ on osa laajempaa geovahvistetutkimusta. Työ jakaantuu kolmeen osaan. Ensimmäinen osa käsittelee geovahvisteen toimintatapaa ja kirjallisuudessa esitettyjä aikaisempia tutkimuksia. Toisessa osassa tarkastellaan koelaitteistoille asetettavia vaatimuksia kirjallisuuden pohjalta sekä esitetään TKK:n koelaitteistot. Kolmannessa osassa esitellään toteutettu koehjelma, koetulokset ja koetulosten analysointi.

Koetuloksista pyrittiin määrittämään käytännön suunnittelua palvelevat lujuusparametrit. Rasialeikkauskoetuloksista määritettiin vahvistekankaan ja maan välisen kitkakulman ja maan sisäisen kitkakulman tangentin keskinäinen riippuvuus, eli suoran liukumisen tehokerroin. Ulosvetokoetulosten analysoinnissa keskityttiin vahvisteen ankkuroinnin lujuusparametrien määrittämiseen. Ulosvetokoetuloksista määritettiin vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin.



TYPICAL APPLICATIONS FOR SOIL REINFORCEMENT:  
 (a) UNPAVED ROADS (b) ASPHALT PAVEMENT AND ROAD BASE  
 (c) LOAD SUPPORTING FOUNDATION (d) EMBANKMENT ON SOFT/WEAK SOIL  
 (e) REINFORCED SLOPES (f) REINFORCED EARTH WALL (R)  
 (g) REINFORCED SOIL WALL

Kuva 1.1 Geovahvisteiden tyypillisiä käyttökohteita (Rowe et al 1987, s.1.32).



## 2. VAHVISTEMAARAKENTEEN TOIMINTATAPA JA AIKAISEMMAT TUTKIMUKSET

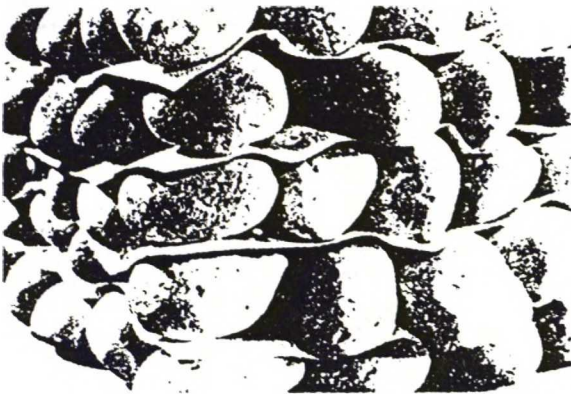
### 2.1 Vahvistemaarakenteen toimintatapa

Maan vahvistamisen onnistuminen edellyttää, että maan ja geovahvisteen muodostamassa rakenteessa maan ja vahvisteen parhaat ominaisuudet toimivat yhdessä. Maan tulee olla mahdollisimman vähän kokoonpuristuvaa ja sen leikkausvastuksen tulee olla riittävän suuri. Geovahvisteen tehtävänä on sitoa maan rakeita vetoa kestäville elementeille. Näin saadaan kuvan 2.1a mukainen yksinkertainen, itsestään koossapysyvä rakenne, jossa paperin vetolujuus estää rakeiden sivulle siirtymisen. Luonnollisesti todellisessa rakenteessa jokainen rae ei voi koskettaa vahvistetta, joten maan tulee kestää leikkausjännityksiä. Jyrkkäluiskaisessa tai pystysuorassa vahvistemaarakenteessa tulee lisäksi olla jokin seinämä estämässä maan valuminen ulos vahvisteen välistä (Mitchell & Villet 1987, s.23).

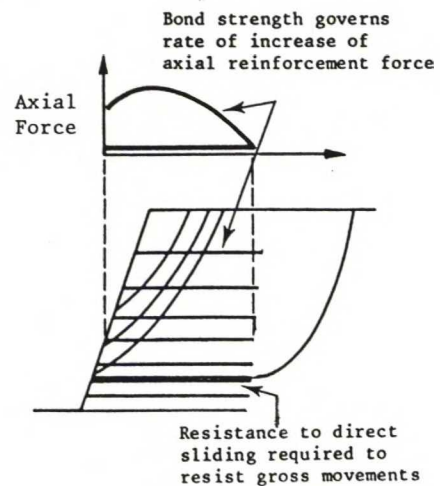
Vahvistemaarakenteessa geovahvisteen tehtävänä on ottaa vastaan rakenteessa syntyviä vahvisteen suuntaisia jännityksiä, tasoittaa niitä ja siirtää niitä laajemmalle alueelle. Vahvisteen suuri vetolujuus ja muodonmuutosmoduuli maahan verrattuna estää suurten vahvisteen suuntaisten muodonmuutosten syntymisen. Samalla vahvisteseen mobilisoituu aksiaalista vetovoimaa (Mitchell & Villet 1987, s.23-24; Jewell et al 1984, s.19).

Kaksi vahvistemaarakenteen murtumismekanismia, jotka tulee ottaa huomioon rakennetta suunniteltaessa on esitetty kuvassa 2.1b. Geovahvisteen tulee olla riittävän pitkiä estämään maablokin liukuminen pitkin maan ja vahvisteen rajapintaa. Lisäksi edellytetään hyvää liukuvastusta maan ja vahvisteen väliseltä rajapinnalta. Vahvisteen tulee olla myös riittävän pitkiä vahvisteissa vaikuttavan aksiaalisen vetovoiman ankkuroimiseen. Lähellä vahvisteen vapaata päätä on tärkeätä tietää vahvisteen aksiaalisen voiman muutokset, jotta voidaan määrittää riittävä ankkuripituus. Vahvisteen aksiaalisen voiman intensiteetti vahvisteen pituudella on riippuvainen vahvisteen ankkurikapasiteetista maakerroksessa (Jewell et al 1984, s.19, 21).

a



b



Kuva 2.1 a Idealisoitu vahvistemaarakenne (Mitchell & Villet 1987, s.24).

b Kaksi vahvistemaarakenteen murtumismekanismia (Jewell et al 1984, s.18).



## 2.2 Vahvistekankaan toimintatapa

### 2.2.1 Liukuminen maan ja vahvistekankaan rajapinnassa

Suorassa liukumisessa maablokki leikkautuu vahvistekankaan tai kankaan alla olevan maakerroksen yläpuolelta. Leikkausvastus riippuu vahvistekankaan ylä- ja alapuolisesta maakerroksesta, vahvistekankaan rakenteesta ja materiaalista sekä vertikaalijännityksestä. Liukuminen tapahtuu pitkin vahvistekankaan pintaa tai karkeammilla kankailla liukuminen saattaa tapahtua maakerroksen sisällä kauempana vahvisteiden pinnasta. Leikkausjännityksen oletetaan jakaantuvan tasaisesti pitkin maan ja kankaan rajapintaa. Maan ja vahvisteiden rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys  $\tau$  voidaan määrittää kuten maan sisäisessä leikkautumisessa jakamalla leikkausvoima  $P_d$  vahvisteiden pinta-alalla  $A_r$  yhtälön 2.1 mukaisesti (Cristopher & Holtz 1988, B-169, B-173).

$$\tau = P_d / A_r = P_d / (W L) \quad (2.1)$$

$$\tan \phi_{gm} = \tau / \sigma_v \quad (2.2a)$$

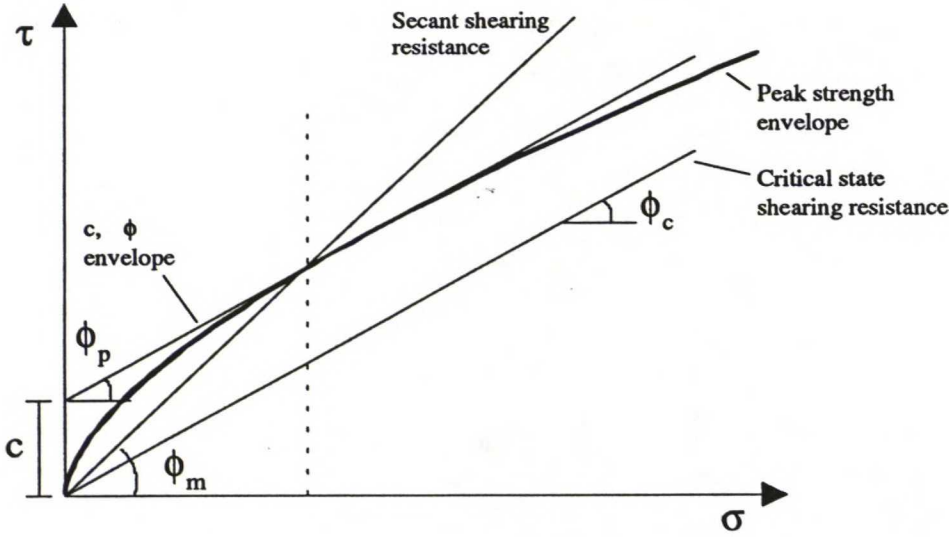
$$\mu_{dm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi \quad (2.2b)$$

$$\mu_d = \tan \phi_g / \tan \phi \quad (2.2c)$$

$$\tau = \tan \phi_g \sigma_v = \mu_d \tan \phi \sigma_v \quad (2.3)$$

$\tau$	on leikkausjännitys
$P_d$	leikkausvoima
$A_r$	vahvisteiden tehokas pinta-ala
$W$	vahvisteiden leveys
$L$	vahvisteiden pituus
$\phi_{gm}$	vahvisteiden ja maan välinen näennäinen kitkakulma
$\phi_g$	vahvisteiden ja maan välinen kitkakulma
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\mu_{dm}$	suoran liukumisen näennäinen tehokerroin
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\mu_d$	suoran liukumisen tehokerroin

Tiettyyn vertikaalijännitykseen  $\sigma_v$  sidottu näennäinen kitkakulma  $\phi_{gm}$  tai suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  maan ja vahvisteiden välille voidaan määrittää yhtälöllä 2.2a ja b. Kun kitkakulma määritetään  $\sigma_v$  -  $\tau$  -koordinaatistossa eri vertikaalijännityksillä saadaan kitkakulma  $\phi_g$ , joka pätee laajemmalla vertikaalijännitys alueella. Suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  määritetään yhtälöllä 2.2c. Kitkakulman tai tehokertoimen avulla voidaan maan ja vahvisteiden rajapinnan leikkauslujuus esittää yhtälöllä 2.3 (Mitchell & Villet 1987, s.25; Farrag et al 1993, s.135).



Kuva 2.2 Kitkakulma  $\phi$ , koheesio  $c$  ja näennäinen kitkakulma  $\phi_m$  (Jewell 1989, s.3).

Tässä työssä käytetyt eri kitkakulmat on esitetty kuvassa 2.2. Vahvisteiden oletetaan sijaitsevan horisontaalisuunnassa, joten vertikaalijännitys vaikuttaa kohtisuoraan leikkauspintaa vasten, jolloin sitä voidaan käyttää leikkauspinnan normaali-jännityksenä. Jos vahviteen ja leikkauspinnan suunta eroaa horisontaalisuunnasta ei vertikaalijännitystä luonnollisesti-kaan voi suoraan käyttää leikkauspinnan normaali-jännityksenä.

### 2.2.2 Vahvistekankaan ankkurikapasiteetti

Vahvistekankaan aksiaalisen vetovoiman siirtyminen kitkalla vahvistekankaalta maahan on esitetty kuvassa 2.3a. Ankkuroitava aksiaalinen voima tiettyä pinta-alaa kohden kankaan ja maan rajapinnassa riippuu maan ja kankaan pinnan ominaisuuksista ja rajapinnalla vaikuttavasta vertikaalijännityksestä. Voimatasapainoa pienessä osassa vahvistekangasta on analysoitu yhtälöllä 2.4 kuvan 2.3b mukaisesti. Jos maan ja kankaan rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys oletetaan tasaisesti jakaantuneeksi, voidaan kankaan ankkurikapasiteetti  $P_r$  laskea yhtälöllä 2.5a. Yhtälöllä 2.5b on laskettu vahviteen ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$ . Ankkuroinnille voidaan myös määrittää näennäinen tehokerroin  $\mu_{bm}$  yhtälöllä 2.5c (Mitchell & Villet 1987, s.25; Farrag et al 1993, s.135).

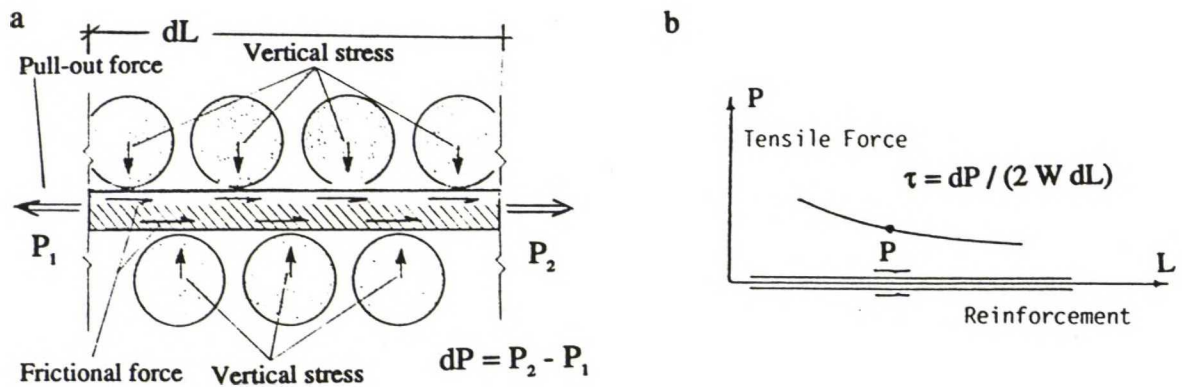
$$dP = P_2 - P_1 = 2 W \tau dL \quad (2.4)$$

$$P_r = 2 W L \sigma_v \tan \phi_g = 2 W L \sigma_v \mu_b \tan \phi \quad (2.5a)$$

$$\mu_b = \tan \phi_g / \tan \phi \quad (2.5b)$$

$$\mu_{bm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi \quad (2.5c)$$

$P$	on aksiaalinen vetovoima vahvisteessa
$W$	vahvisteen leveys
$\tau$	leikkausjännitys
$L$	vahvisteen pituus
$P_r$	ankkurikapasiteetti
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\phi_g$	vahvisteen ja maan välinen kitkakulma
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\mu_b$	vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin
$\mu_{bm}$	vahvisteen ankkuroinnin näennäinen tehokerroin
$\phi_{gm}$	vahvisteen ja maan välinen näennäinen kitkakulma



Kuva 2.3 a Aksiaalisen vetovoiman siirtyminen kitkalla vahvistekankaan rajapinnalta maahan. b Aksiaalisen vetovoiman muuttuminen vahvisteessa (Mitchell & Villet 1987, s.25).

Maan ja vahvistekankaan välinen yhteistoimintamekanismi on erilainen maan suorassa liukumisessa ja vahvisteen ankkuroitumisessa. Suorassa liukumisessa leikkausjännitys on jakaantunut tasaisesti pitkin maan ja kankaan välistä rajapintaa. Ulosvetokokeessa mitattu vetovoima on yhdistelmä rajapinnan leikkausjännitystä ja vahvisteen venymää. Tästä yhdistelmästä aiheutuu epätasainen jännitys jakauma pitkin vahvistetta kuvan 2.3b mukaisesti. Usein ankkurikapasiteetti lasketaan kuitenkin olettaen leikkausjännitys tasaisesti jakaantuneeksi pitkin maan ja vahvisteen rajapintaa (Farrag et al 1993, s.136).

On myös kehitetty laskentamalleja, joissa otetaan huomioon vahvisteen venymä ja epätasainen jännitys jakauma vahvisteessa, esim Juran & Chen (1988, s.38-40) ja Yuan & Chua (1991, s.65-67). Näitä malleja ei kuitenkaan esitellä tässä työssä.



## 2.3 Vahvisteverkon toimintatapa

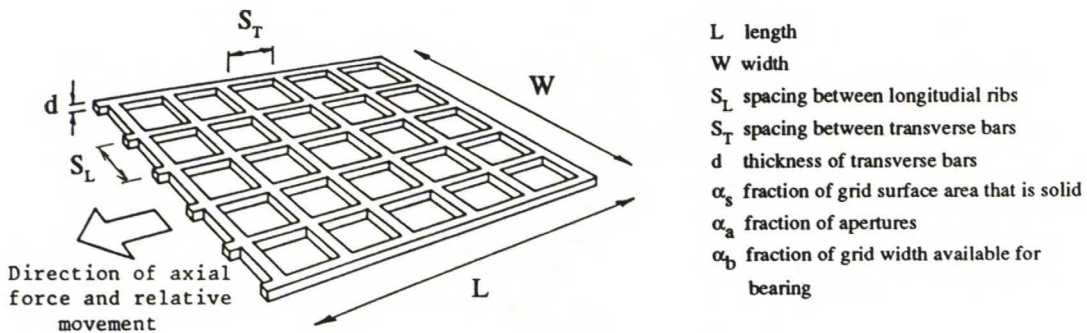
### 2.3.1 Liukuminen maan ja vahvisteverkon rajapinnassa

Tässä työssä käytetyt verkon geometriaa kuvaavat merkinnät on esitetty kuvassa 2.4 verkolle, jonka tehokas pituus on  $L$  ja leveys  $W$ . Konesuuntaisten ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys on  $S_L$  ja  $S_T$ . Poikkisuuntaisten vetoelementtien paksuus on  $d$ . Verkon tehokas pinta-ala on  $A_r$  ja se koostuu verkon sileän pinnan alasta  $\alpha_s \times A_r$  ja aukkojen pinta-alasta  $\alpha_a \times A_r$  yhtälön 2.6a mukaisesti. Poikkisuuntaisen vetoelementin teoreettisesta pystysuorasta pinta-alasta  $W \times d$  on verkon suuntaista vetoa vastustava kantava pinta-ala  $A_b$  yhtälön 2.6b mukaisesti. Kantavan osuuden suuruus riippuu verkon geometriasta. Verkossa, jonka pituus- ja poikkisuuntaiset vetoelementit on hitsattu eri tasoon,  $\alpha_b$  voi olla yksi, koska kantava maanpaine voi muodostua koko poikkisuuntaisen vetoelementin verkon liikkeensuuntaista pintaa  $W \times d$  vasten. Muun tyyppisissä verkoissa passiivinen maanpaine voi kohdistua vain osaan poikkisuuntaisten vetoelementtien pinta-alasta, jolloin  $\alpha_b < 1$  (Jewell et al 1984, s.18-19).

$$A_r = (\alpha_s + \alpha_a) A_r \quad (2.6a)$$

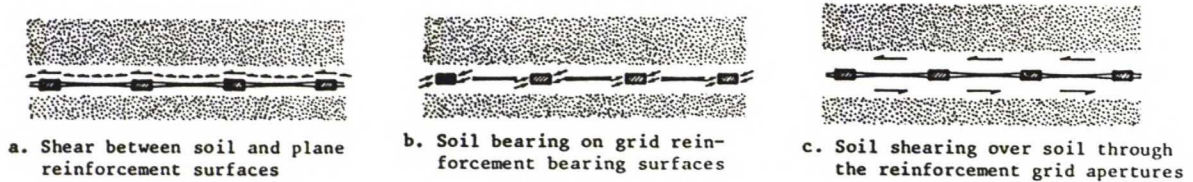
$$A_b = \alpha_b (W d) \quad (2.6b)$$

$A_r$	on vahvisteen tehokas pinta-ala
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
$\alpha_a$	aukkojen osuus verkon pinta-alasta
$A_b$	verkon liikesuunnan suhteen poikkisuuntaisen vetoelementin pinta-ala, jota vasten maanpaine voi kehittyä
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten maanpaine voi kehittyä
$W$	verkon leveys
$d$	poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus



Kuva 2.4 Verkon geometria ja merkinnät (Jewell et al 1984, s.19).

Suorassa liukumisessa maablokki leikkautuu vahvisteverkon tai verkon alapuolisen maa-kerroksen yläpuolelta kuvan 2.1b mukaisesti. Liukuvastus voi koostua kolmesta kuvassa 2.5 esitetystä komponentista: maa leikkautuu pitkin vahvsteen ja maan välistä rajapintaa, verkon poikkisuuntaiset vetoelementit vastustavat maan liukumista ja / tai maa liukuu maata vasten verkon aukkojen kohdalla verkon ulkopuolella. Ensimmäinen ja kolmas mekanismi perustuvat kitkaan ja toinen passiiviseen maanpaineeseen (Jewell et al 1984, s.19).



**Kuva 2.5 Kolme mekanismia, jotka vastustavat maan suoraa liukumista maan ja vahvisteverkon rajapinnassa (Jewell et al 1984, s.20).**

Kitka, joka vastustaa kuvan 2.5a mukaista maan leikkautumista pitkin vahvisteverkon pintaa, vastaa perinteisesti mitattua pintakitkaa maan ja rakennusaineiden välillä (pintakitkakulma  $\delta$ ) (Jewell et al 1984, s.19).

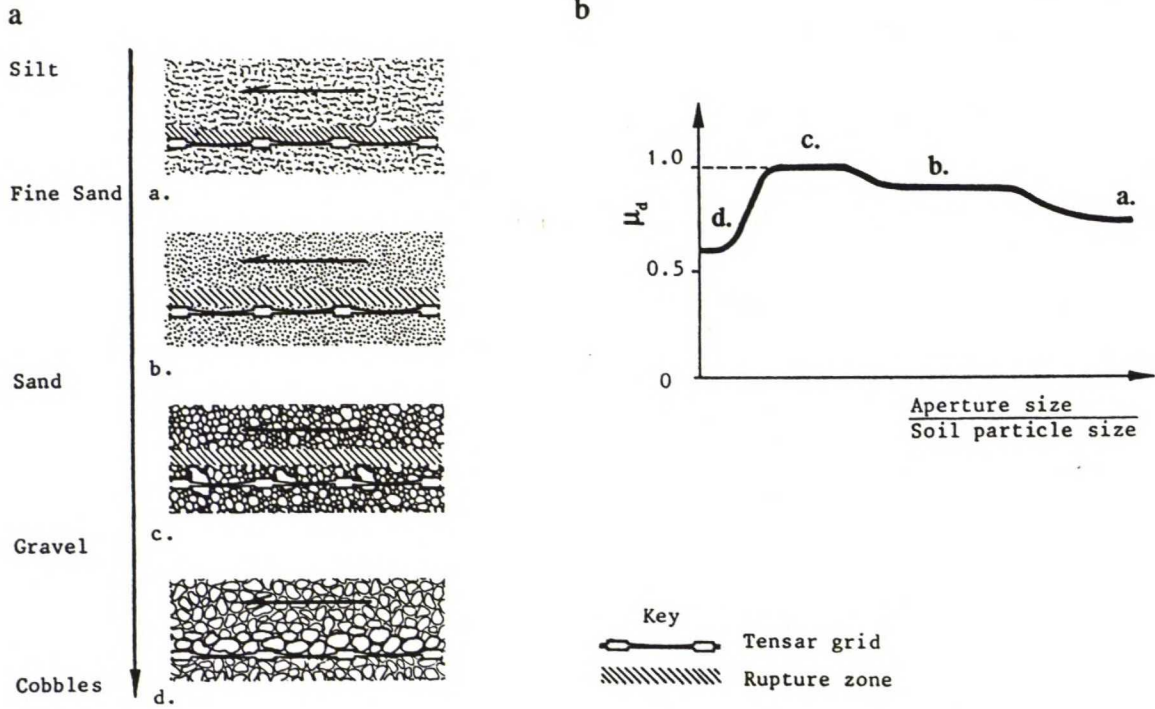
Liukumista vastustavaa, verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten muodostuvaa passiivista maanpainetta on vaikeampi arvioida (kuva 2.5b). Passiivisen maanpaineen muodostuminen vaatii maan ja vahvsteen poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymää toisiinsa nähden. Tämä edellyttää, että verkon aukkojen sisällä olevan maan tulisi liikkua verkon suhteen. Symmetrian takia verkon ylä- ja alaosassa olevan maan tulisi liikkua vastakkaisiin suuntiin toisiinsa nähden, jolloin poikittaisiin vetoelementteihin vaikuttava passiivinen maanpaine olisi tasapainossa kuvan 2.5b mukaisesti. Kun oletetaan, että leikkaussiirtymät tapahtuvat verkon yläosassa niin verkon aukoissa oleva maa ei siirry verkoon nähden eikä muodostu passiivista maanpainetta. Voidaan päätellä, että poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvällä passiivisella maanpaineella ei ole suurta suoraa liukumista vastustavaa merkitystä rakeisessa maassa (Jewell et al 1984, s.20).

Maa voi liukua vahvisteverkon alapuolista maata vasten verkon aukkojen kohdalla kuvan 2.5c mukaisesti. Tällöin leikkauspinnan kitkakulma on lähes sama kuin maan sisäinen kitkakulma,  $\phi_g \approx \phi$  (Jewell et al 1984, s.20).

### 2.3.2 Raekoon vaikutus liukumiseen maan ja vahvisteverkon rajapinnassa

Raekoon ja verkon aukon koon suhde voi vaikuttaa maan suoraan liukumiseen maan ja vahvisteverkon rajapinnassa neljällä eri tavalla kuvan 2.6a mukaisesti. Tarkastelussa verkko on Tensar SR -tyyppinen, jonka geometria on esitetty kuvissa 2.6b ja 2.7b sekä dimensiot taulukossa 2.4.





**Kuva 2.6 Raekoon vaikutus: a** Murtopinnan sijaintiin suorassa liukumisessa maan ja vahvisteverkon rajapinnassa. **b** Raekoon vaikutus suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  arvoon (Jewell et al 1984, s.20-21).

Pienistä rakeista koostuvalla maalajilla (siltti ja hieno hiekka) on suurempi kinemaattinen vapaus murtua eri suuntaisia murtopintoja pitkin kuin karkeampirakeisella maalla. Maa pyrkii murtumaan siten, että vaadittava energia on mahdollisimman pieni. Hienot maalajit liukuvat pitkin vahvisteen melko sileää pintaa, jolloin leikkausvastus on pienin. Murtopinta seuraa vahvisteen muotoja, eli maa liikuu pitkin konesuuntaisten vetoelementtien pintaa ja poikkisuuntaisten vetoelementtien yli kuvan 2.6aa. mukaisesti (Jewell et al 1984, s.20).

Karkeampi hiekka ei leikkaudu pitkin Tensar SR -tyyppisen verkon konesuuntaisten vetoelementtien pintaa, koska murtopinnan suunnan muuttaminen kasvattaisi leikkausvastusta enemmän kuin vahvisteen sileän pinnan seuraaminen vähentäisi sitä. Maa leikkautuu pitkin vahvisteen pintaa enintään poikkisuuntaisten vetoelementtien kohdalla kuvan 2.6ab. mukaisesti (Jewell et al 1984, s.21).

Jos maa sisältää verkon aukon suuruisia rakeita, lukkiutuvat nämä rakeet verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten ja tunkeutuvat maahan molemmiin puolin verkkoa kuvan 2.6ac. mukaisesti. Kun rakeita lukkiutuu enemmän verkon aukkoihin siirtyy liukupinta verkon pinnasta kokonaan maan sisälle, jolloin leikkausvastus vastaa maan sisäistä leikkausvastusta,  $\phi_g \approx \phi$  (Jewell et al 1984, s.21).

Kun maan raekoko kasvaa, rakeet eivät enää läpäise verkon aukkoja kuvan 2.6ad. mukaisesti. Leikkausvastus voi olla hyvin pieni, koska rakeet koskettavat vain sileää verkon pintaa. Maan ja verkon välinen leikkausvastus voi pienentyä lähelle vastaavasta materiaalista tehdyn tasaisen levyn leikkausvastusta (Jewell et al 1984, s.21).



Vahvisteverkon aukon ja raekoon suhteen vaikutus suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  suuruuteen on esitetty kuvassa 2.6b.

Suora liukuminen maan ja vahvisteverkon välisessä rajapinnassa voidaan jakaa kahteen komponenttiin: liukuminen maan ja verkon tasaisen pinnan välillä ja maan liukuminen pitkin verkon alapuolista maakerrosta verkon aukkojen kohdalla. Leikkausjännitys maan ja verkon rajapinnassa voidaan esittää yleisellä yhtälöllä 2.7a. Kerroin  $\alpha_d$  on valittu siten, että yhtälöllä 2.7a voidaan kuvata neljää erilaista suoran liukumisen mekanismia, joita on tarkasteltu kuvassa 2.6. Yhtälöä voidaan muokata siten, että voidaan määrittää suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  (yhtälö 2.7b ja c) (Jewell et al 1984, s.21).

Raekoon vaikutus on nyt helposti havaittavissa yhtälöstä 2.7b. Kertoimen  $\alpha_d$  pienentyessä kasvaa tehokerroin  $\mu_d$  kuvan 2.6b kuvaajan mukaisesti a.:sta c.:hen. Kun liukupinta siirtyy vahvisteen pinnasta maan sisälle (tapaus c), on  $\alpha_d = 0$  ja  $\mu_d = 1$ . Tapauksessa d raekoon ollessa suuri aiheutuu leikkausvastus ainoastaan maan ja vahvisteen pinnan välisestä pintakitkasta yhtälön 2.7c mukaisesti (Jewell et al 1984, s.21).

$$\tau = \sigma_v \mu_d \tan \phi = \alpha_d \sigma_v \tan \delta + (1 - \alpha_d) \sigma_v \tan \phi \quad (2.7a)$$

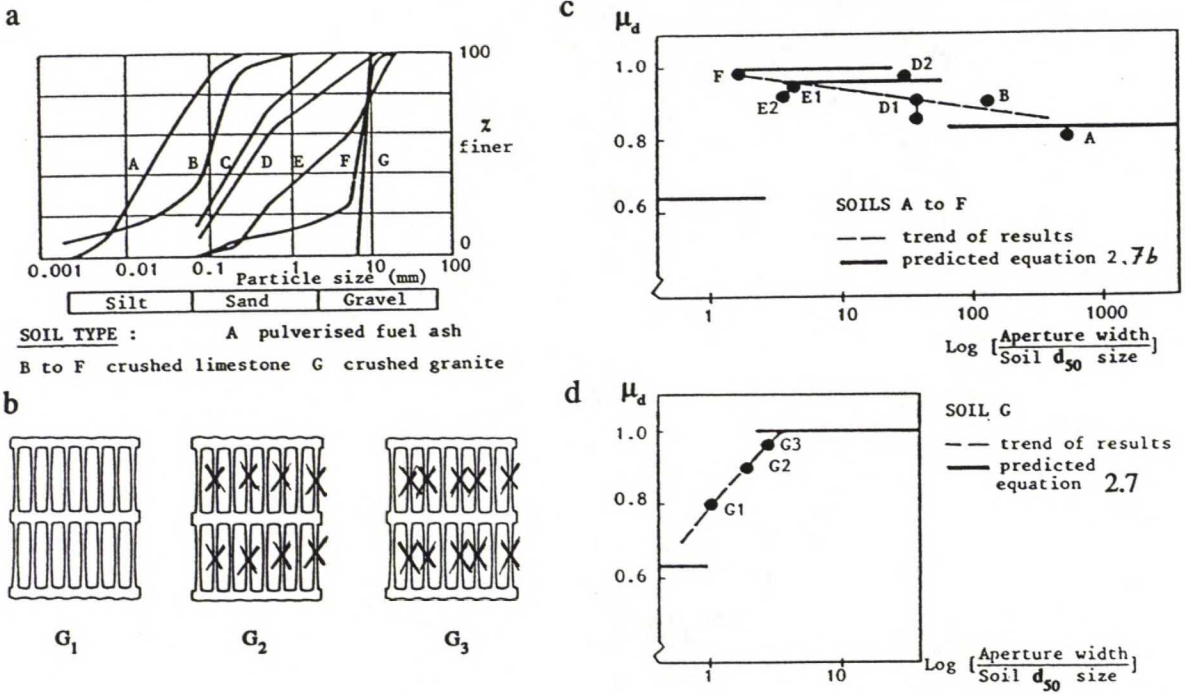
$$\mu_d = 1 - \alpha_d (1 - \tan \delta / \tan \phi), \quad (\alpha_d < 1,00) \quad (2.7b)$$

$$\mu_d = \tan \delta / \tan \phi, \quad (\alpha_d = 1,00) \quad (2.7c)$$

$\tau$	on leikkausjännitys
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\mu_d$	suoran liukumisen tehokerroin, $\mu_d = \tan \phi_g / \tan \phi$
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\delta$	pintakitkakulma
$\alpha_d$	osuus verkon sileän pinnan pinta-alasta, joka vastustaa maan suoraa liukumista

Jewell et al (1984) tutkivat raekoon vaikutusta suoraan liukumiseen vahvisteverkon Tensar SR2 ja SR1 ja maan rajapinnassa rasialeikkauskokeella. Tutkittujen maalajien rakeisuus vaihteli siltistä soraan. Rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 2.7a. Verkolla Tensar SR2 ja maalla A, B, D, E ja F tehtyjen kokeiden tulokset on koottu kuvaan 2.7c suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  ja aukon leveys/ $d_{50}$  -vuorosuhteena (Jewell et al 1984, s.21-22).

Pienillä verkon aukon leveys/ $d_{50}$  -suhteilla rasialeikkauskokeet tehtiin verkolla Tensar SR1 ja murskatulla graniitilla G ( $d_{50}=8\text{mm}$ ) (kuva 2.7d). Kokeessa G1 verkko oli "alkuperäisessä" kunnossa. Kokeessa G2 verkosta poistettiin joka toinen konesuuntainen vetoelementti ja kokeessa G3 poistettiin kaksi kolmesta konesuuntaisesta vetoelementistä kuvan 2.7b mukaisesti (Jewell et al 1984, s.22).



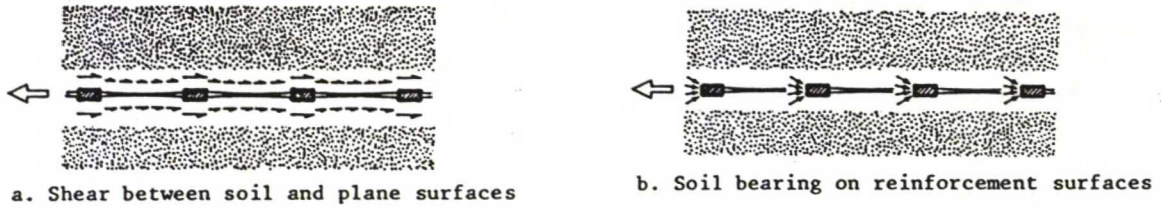
Kuva 2.7 a Maan A-G rakeisuus. b Kokeiden G<sub>1</sub>-G<sub>2</sub> Tensar SR1 verkko. Raekoon vaikutus suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  suuruuteen: c kokeellisesti, d yhtälöllä 2.7b määritettynä (Jewell et al 1984, s.22).

Yhtälöllä 2.7b lasketut tehokertoimien arvot on esitetty kuvissa 2.7 c ja d yhtenäisillä viivoilla. Laskelmat on tehty seuraavilla lähtöarvoilla: murskatun kalkkikiven C ja polypropyleeni levyn välinen suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d = 0,63$ ,  $\alpha_s = 0,46$  ja  $\alpha_d = 0,12$ . Kuvat 2.7c ja d osoittavat, että edellä esitetty teoria raekoon vaikutuksesta suoraan liukumiseen maan ja verkon rajapinnassa on järkevä. Yhtälöllä 2.7b lasketut suoran liukumisen tehokertoimet vastaavat kohtuullisesti koetuloksia. Laskettaessa koetulosten perusteella suoran liukumisen tehokerrointa  $\mu_d$  yhtälöllä 2.7b voidaan  $\alpha_d$  korvata  $\alpha_s$ :llä, kun aukon leveys/ $d_{50} \geq 3$ , jolloin saadaan varmalla puolella oleva arvo tehokertoimelle (Jewell et al 1984, s.22-23).

### 2.3.3 Vahvisteverkon ankkurikapasiteetti

Vedettäessä vahvisteverkkoa ulos maakerrosten välistä vetovastus perustuu maan ja verkon sileän pinnan väliseen kitkaan (kuva 2.8a) ja/tai passiiviseen maanpaineeseen verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vastaan (kuva 2.8b). Edellä mainittua passiivista maanpainetta kutsutaan myös kantavaksi maanpaineeksi. Usein mekanismit vaikuttavat samanaikaisesti. Nämä mekanismit mobilisoivat ankkurivoiman, jonka suuruus muuttuu vahvisteen pituudella (Jewell et al 1984, s.23).





Kuva 2.8 Kaksi vahvisteverkon ankkurimekanismia (Jewell et al 1984, s.23).

Verkkoa (ja kangasta) ulosvedettäessä tiivistä, rakeisesta maakerroksesta, leikkautuu maa vahvisteiden ja maan rajapinnalla tai lähellä rajapintaa. Kun tiivistä, rakeista maata leikataan pienellä ja kohtuullisella vertikaalijännityksellä, tapahtuu maassa dilataatiota. Suuremmalla vertikaalijännityksellä dilataatio vähenee. Jos dilataatiota estetään kasvaa maan ja vahvisteen rajapinnassa vaikuttava vertikaalijännitys paikallisesti, kunnes saavutetaan tila, jossa leikkaus tapahtuu kriittisessä tilassa. Vahvistetta ympäröivä maakerros ja ulosvetokokeessa koelaatikon seinät estävät osittain maan dilataation, jolloin vertikaalijännitys saattaa kasvaa huomattavasti vahvisteiden ja maan rajapinnalla (Mitchell & Villet 1987, s.25).

Luvun 2.3.3 ja 2.3.4 teoreettisessa tarkastelussa jätetään huomioimatta dilataation aiheuttama vertikaalijännityksen kasvu ja oletetaan, että vahvisteiden ja maan rajapinnalla vaikuttaa ainoastaan yläpuolisesta maasta aiheutuva vertikaalijännitys.

Verkon ja maan välinen leikkausvastus riippuu maan ja vahvisteiden sileän pinnan välisestä pintakitkasta ja rajapinnalla vallitsevasta vertikaalijännityksestä. Maan ja vahvisteverkon välisestä leikkausvastuksesta aiheutuva ankkurikapasiteetti  $P_{rd}$  voidaan laskea yhtälöllä 2.8a. Verkon koko ankkurikapasiteetti  $P_r$  voidaan esittää poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden  $P_{rb}$  ja leikkausvastuksen  $P_{rd}$  summana yhtälön 2.8b mukaisesti (Jewell et al 1984, s. 26).

$$P_{rd} = 2 \alpha_s A_r \sigma_v \tan \delta \quad (2.8a)$$

$$P_r = P_{rd} + P_{rb} \quad (2.8b)$$

$P_{rd}$	on leikkausvastuksen osuus verkon ankkurikapasiteetista
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
$A_r$	vahvisteiden tehokas pinta-ala
$\delta$	pintakitkakulma
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$P_r$	vahvisteverkon ankkurikapasiteetti
$P_{rb}$	poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus verkon ankkurikapasiteetista



Verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvä ulosvetovastus on verrattavissa syvien perustusten kantavuuteen (Kerisel 1961 ja Vesic 1963) tai horisontaalisesti kuormitettujen pystysuorien ankkurilevyjen kantavuuteen (Rowe & Davis 1982) (Jewell et al 1984, s.24).

Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien voidaan olettaa olevan peräkkäisiä ankureita, joiden liikesuunnan vastaista sivua vasten kehittyä kantava maanpaine. Vetoelementtien keskinäinen etäisyys on  $S_T$  (kuva 2.9a). Vetoelementtien paksuus  $d$  on pieni verrattuna verkon päällä olevan maakerroksen paksuuteen  $z$  eli voidaan olettaa suhde  $z/d$  suureksi. Leikkausvastus vahvisteen vaakasuoria tasomaisia pintoja vasten esitetään usein vertikaalijännityksen funktiona. Poikkisuuntaisten vetoelementtien liikesuunnan vastaisia pystypintoja vasten kehittyvä kantava maanpaine  $\sigma_b$  esitetään myös usein vertikaalijännityksen funktiona. Ongelmana on määrittää kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde  $\sigma_b / \sigma_v$  (yhtälö 2.9a) (Jewell et al 1984, s.24).

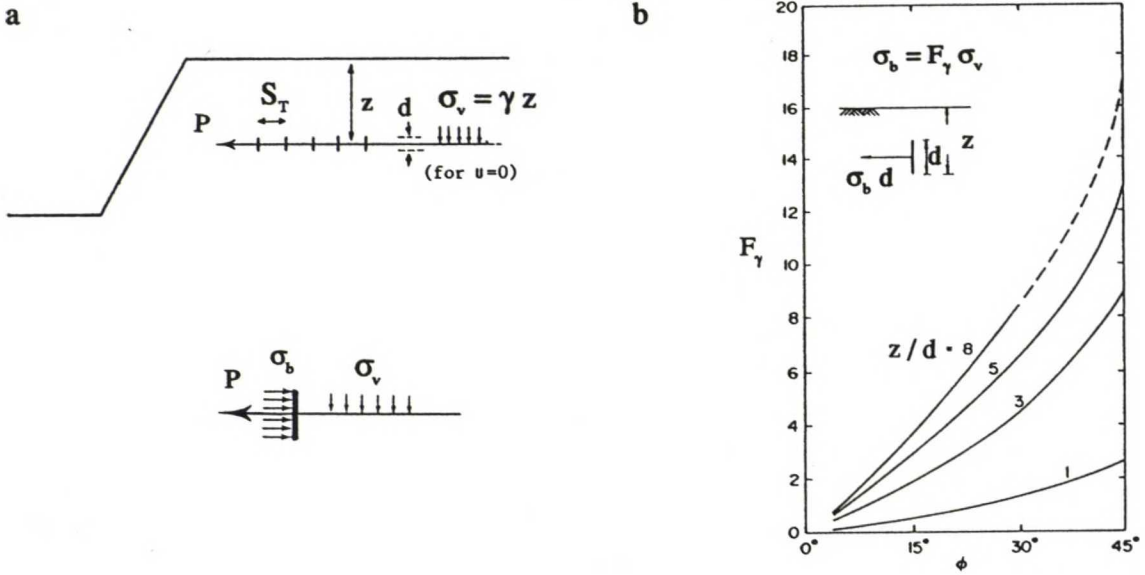
$$\sigma_b / \sigma_v = F'_\gamma \quad (2.9a)$$

$$F'_\gamma \equiv F_\gamma R_\psi R_R R_K \quad (2.9b)$$

$\sigma_b$	on kantava maanpaine
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$F'_\gamma$	ankkurin korjattu maanpaine kerroin
$F_\gamma$	ankkurin maanpaine kerroin
$R_\psi, R_R, R_K$	ankkurin maanpaine kertoimen korjauskertoimet, jotka ottavat huomioon dilataation, ankkurin pinnan karkeuden ja maan alkujännitystilaa

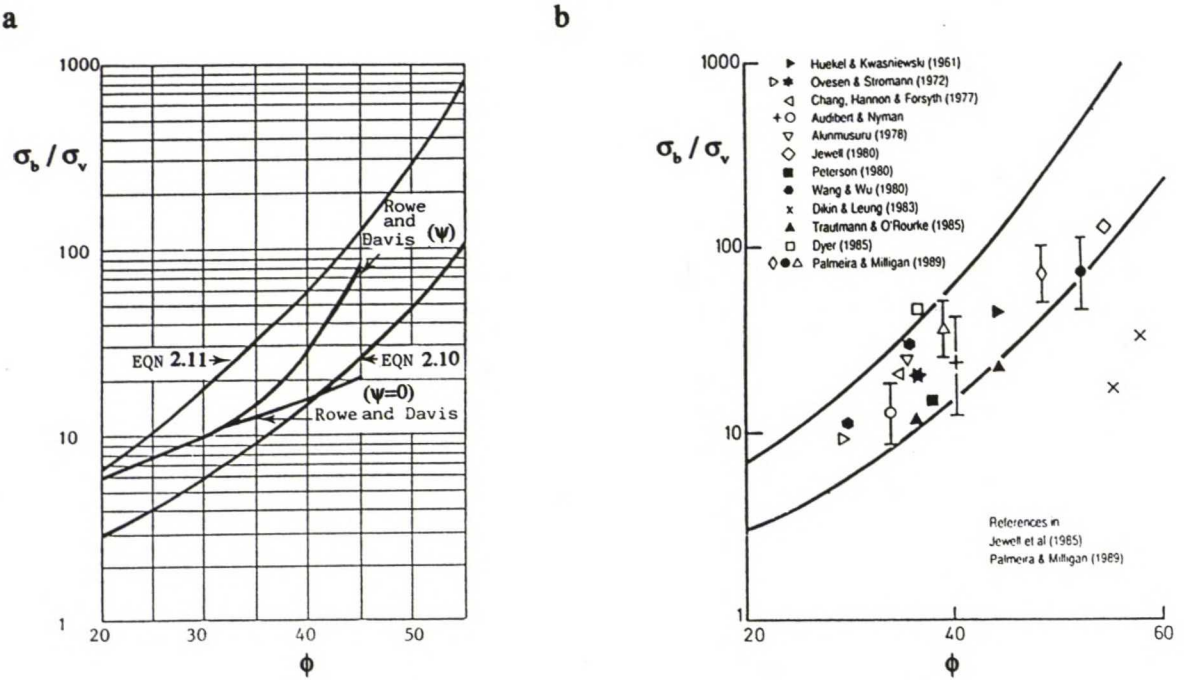
Ankkurin korjattu kantavuuskerroin  $F'_\gamma$  ottaa huomioon maan dilataation, ankkurin pinnan karkeuden ja maan alkujännitystilaa (yhtälö 2.9b). Rowe & Davis (1982) esittävät ankkureiden kantavuudelle käsinlaskun mahdollistavan diagrammin (kuva 2.9b), jossa ankkurin maanpaine kerroin  $F_\gamma$  esitetään kitkakulman funktiona. Kaavio kattaa kitkakulman arvot  $\phi = 5-45^\circ$ . Ankkurin pinnan karkeus ja maan alkujännitystila voidaan jättää syvälle haudatuissa ankkureissa huomioimatta, jolloin tarkkuus huononee alle 10% (Rowe & Davis 1982, s.28,33).

Jewell et al (1984) esittää Rowe & Davisin tutkimusten perusteella laaditun diagrammin kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhteen  $\sigma_b / \sigma_v$  ja maan kitkakulman  $\phi$  vuorosuhteelle, kun kysymyksessä on syvälle haudattu pystysuora kantava pinta (kuva 2.10). Diagrammiin on piirretty kaksi kuvaajaa Rowe & Davisin (1982) tutkimusten perusteella. Toisessa kuvaajista dilataatio on otettu huomioon ja toisessa ei, jolloin kantavuus aliarvioidaan (Jewell et al 1984, s.24).



Kuva 2.9 a Vahvisteverkon dimensiot ja verkkoon vaikuttavat jännitykset penkereessä (Jewell et al 1984, s.24).

b Horisontaalisesti kuormitetun ankkurin maanpainekertoimen  $F_\gamma$  ja maan sisäisen kitkakulman  $\phi$  vuorosuhde (Rowe & Davis 1982, s. 28).

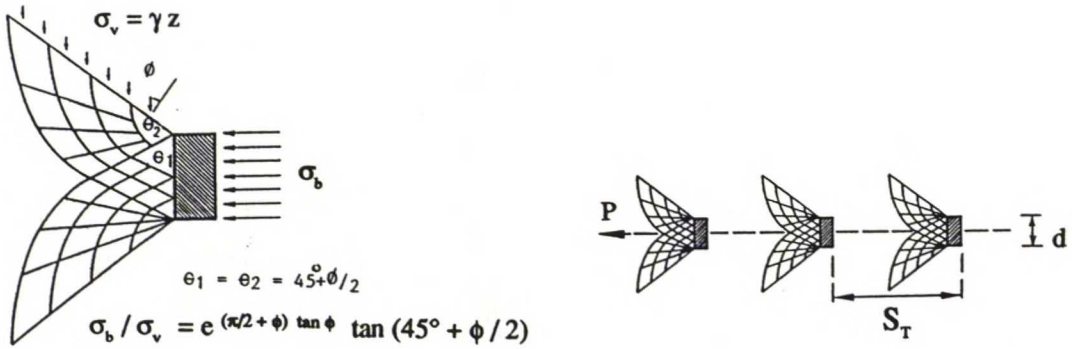


Kuva 2.10 Kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhteen  $\sigma_b / \sigma_v$  ja maan kitkakulman  $\phi$  välinen teoreettinen ja empiirinen vuorosuhde (Jewell et al 1984, s.24; Jewell 1990, s.935).

Syvissä perustuksissa on havaittu alhaisia kantavuuksia, jolloin murtoa on kutsuttu lävistysmurroksi (kuva 2.11). Lävistysmurron tapauksessa suhde  $\sigma_b / \sigma_v$  määritetään yhtälöllä 2.10. Yhtälöllä 2.10 määritetty suhde  $\sigma_b / \sigma_v$  on piirretty kuvaan 2.10. Yhtälöllä 2.10 laskettua  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhdetta voitaneen pitää suhteen alarajana. Tätä oletusta tukee kuvassa 2.10b esitetyt empiiriset koetulokset, joita suurin osa on yhtälöllä 2.10 lasketun kuvaajan yläpuolella (Jewell et al 1984, s.25).

$$\sigma_b / \sigma_v = e^{(\pi/2 + \phi) \tan \phi} \tan (45^\circ + \phi / 2) \quad (2.10)$$

$\sigma_b$  on kantava maanpaine  
 $\sigma_v$  vertikaalijännitys  
 $\phi$  maan sisäinen kitkakulma



Kuva 2.11 Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien lävistysmurtoa vastaava murtomekanismi. Kuvan tapauksessa  $\phi = 35^\circ$  (Jewell et al 1984, s.25).

Kun vahvisteverkko toimii maassa kuten täysin karkea pinta (kuva 2.12) muuttuu pääpu-  
 rustusjännitysten suunta huomattavasti vertikaalisuunnasta vahvisteen läheisyydessä. Tii-  
 viissä, rakeisessa maassa tehokkaan horisontaalijännityksen arvo voi olla lähes sama kuin  
 vertikaalijännityksen. Niinpä yläraja suhteelle  $\sigma_b / \sigma_v$  saadaan kääntämällä Prandtin (1921)  
 ja Reissnerin (1923) jännityskenttä perustuksille horisontaalisuuntaan. Suhde  $\sigma_b / \sigma_v$  voi-  
 daan nyt laskea yhtälöllä 2.11. Yhtälöä vastaava kuvaaja on piirretty kuvaan 2.10 (Jewell  
 et al 1984, s.25).

$$\sigma_b / \sigma_v = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) \quad (2.11)$$

$\sigma_b$  on kantava maanpaine  
 $\sigma_v$  vertikaalijännitys  
 $\phi$  maan sisäinen kitkakulma



Jewell (1990) on esittänyt eri tutkijoiden koetuloksia kuvassa 2.10b  $\phi - \sigma_b / \sigma_v$ -koordinaatistossa. Hajonta on suuri, mutta suurin osa koetuloksista lasketuista pisteistä osuu yhtälöillä 2.10 ja 2.11 laskettujen ylä- ja alarajan väliin (Jewell 1990, s.935). Koetulosten laaja hajonta osoittaa, kuinka vaikeata on yrittää esittää  $\sigma_b / \sigma_v$ -suhde ainoastaan kitkakulman funktiona. Näyttäisi kuitenkin siltä, että yhtälöllä 2.10 laskettu alaraja on turvallinen arvio suhteelle  $\sigma_b / \sigma_v$  (Palmeira 1987, s.10.8).

Vahvisteverkon tehokkaan pinta-alan ankkurikapasiteetti voidaan laskea yhtälöllä 2.5a. Yhtälössä 2.12a ensimmäinen termi vastaa maan ja verkon sileän pinnan välistä leikkausvastusta ja toinen termi vastaa poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuutta. Jakamalla yhtälö 2.12a  $\tan\phi$ :llä saadaan verkon ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  (yhtälö 2.12b) (Jewell et al 1984, s.26).

$$P_r = 2 A_r \sigma_v \mu_b \tan\phi \quad (2.5a_{bis})$$

$$\mu_b \tan\phi = \alpha_s \tan\delta + (\mu_b)_{bs} \tan\phi \quad (2.12a)$$

$$\mu_b = \alpha_s \tan\delta / \tan\phi + (\mu_b)_{bs} = (\mu_b)_{ss} + (\mu_b)_{bs} \quad (2.12b)$$

$$\mu_b < 1,00$$

$P_r$	on	vahvisteen ankkurikapasiteetti
$A_r$		vahvisteen tehokas pinta-ala
$\sigma_v$		vertikaalijännitys
$\mu_b$		verkon ankkuroinnin tehokerroin
$\phi$		maan sisäinen kitkakulma
$\alpha_s$		sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
$\delta$		verkon sileän pinnan ja maan välinen pintakitkakulma
$(\mu_b)_{ss}$		verkon sileän pinnan leikkausvastuksen osuus ankkuroinnin tehokertoimesta
$(\mu_b)_{bs}$		poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus ankkuroinnin tehokertoimesta

Jos vahvisteverkko toimii kuten täysin karkea pinta, perustuu ulosvetovastus poikkisuuntaisten elementtien kantavuuteen, jolloin kantavuuden tehokerroin  $(\mu_b)_{bs} = 1.00$ . Poikkisuuntaisten vetoelementtien keskinäisen etäisyyden ja elementtien paksuuden suhde  $S_T / d$  voidaan kuvan 2.12 mukaisesti määrittää yhtälöllä 2.13a. Yhtälössä 2.13b on  $(S_T / d)_\phi$  suhde, jolla vahviste toimii täysin karkeana pintana. Vahvisteverkolla, jolla suhde  $S_T / d$  on suurempi kuin  $(S_T / d)_\phi$  on poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden tehokerroin  $(\mu_b)_{bs}$  vastaavasti pienempi yhtälön 2.14a mukaisesti. Yhdistämällä yhtälöt 2.13b ja 2.14a saadaan tehokertoimelle  $(\mu_b)_{bs}$  yhtälö 2.14b (Jewell et al 1984, s.26).

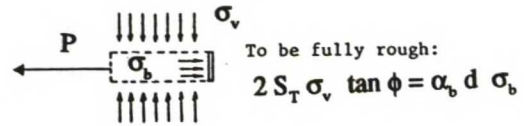
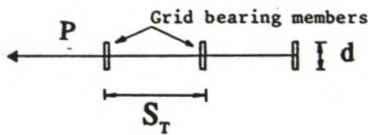
$$2 S_T \sigma_v \tan \phi = \alpha_b d \sigma_b \quad (2.13a)$$

$$(S_T / d)_\phi = (\sigma_b / \sigma_v) [\alpha_b / (2 \tan \phi)] \quad (2.13b)$$

$$(\mu_b)_{bs} = (S_T / d)_\phi / (S_T / d) \quad (2.14a)$$

$$(\mu_b)_{bs} = (\sigma_b / \sigma_v) (d \alpha_b / S_T) [1 / (2 \tan \phi)] \quad (2.14b)$$

$S_T$	on poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten kantava maanpaine voi kehittyä
$d$	poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus
$\sigma_b$	kantava maanpaine
$(\mu_b)_{bs}$	poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus ankkuroinnin tehokertoimesta



Kuva 2.12 Vahvisteverkkoon vaikuttavat jännitykset . Täysin karkean pinnan määritelmä (Jewell et al 1984, s.26).

Vahvisteverkon ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  voidaan esittää yleisessä muodossa yhdistämällä yhtälöt 2.12b ja 2.14b yhtälöksi 2.15. Jewell (1990, s.934) on esittänyt yhtälön 2.12b leikkausvastuksen ja poikkisuuntaisten vetoelementtien osuudet ankkuroinnin tehokertoimesta  $\mu_b$  taulukossa 2.1. Taulukon arvot ovat "varmalla puolella". Taulukossa oletetaan pintakitkan tehokertoimeksi 0,6 ( $=\tan \delta / \tan \phi$ ) eikä maan raekoon oleteta vaikuttavan poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuteen (Jewell 1990, s.934).

$$\mu_b = \alpha_s (\tan \delta / \tan \phi) + (\alpha_b d / S_T) (\sigma_b / \sigma_v) [1 / (2 \tan \phi)] \quad (2.15)$$

$\mu_b$	on vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon tehokkaasta pinta-alasta
$\delta$	verkon sileän pinnan ja maan välinen pintakitkakulma



Taulukko 2.1 a Verkon leikkausvastuksen osuus ankkuroinnin tehokertoimesta.

b Poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus ankkuroinnin tehokertoimesta.  
 $\tan\delta/\tan\phi=0,6$ ,  $\mu_{bmax}=1,00$  (Jewell 1990, s.934).

a

$\phi$	$(\mu_d)_{ss}$				
$\alpha_s$	25°	30°	35°	40°	45°
0,10	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
0,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

b

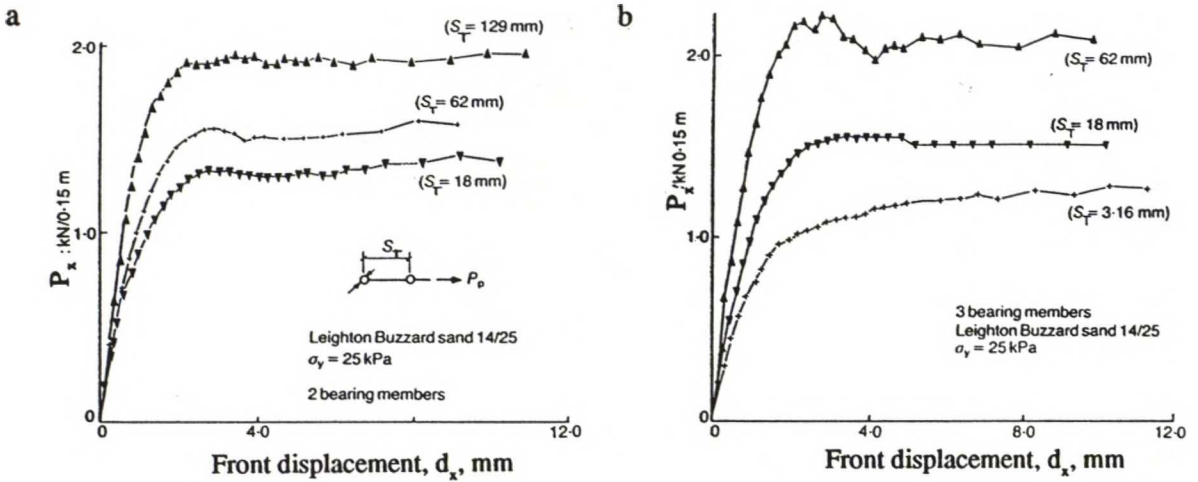
$\phi$	$(\mu_b)_{bs}$				
$S_T/(\alpha_b d)$	25°	30°	35°	40°	45°
10	0,43	0,50	0,63	0,86	1,00
25	0,17	0,20	0,25	0,34	0,51
50	0,09	0,10	0,13	0,17	0,25
100	0,04	0,05	0,06	0,09	0,13

### 2.3.4 Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus

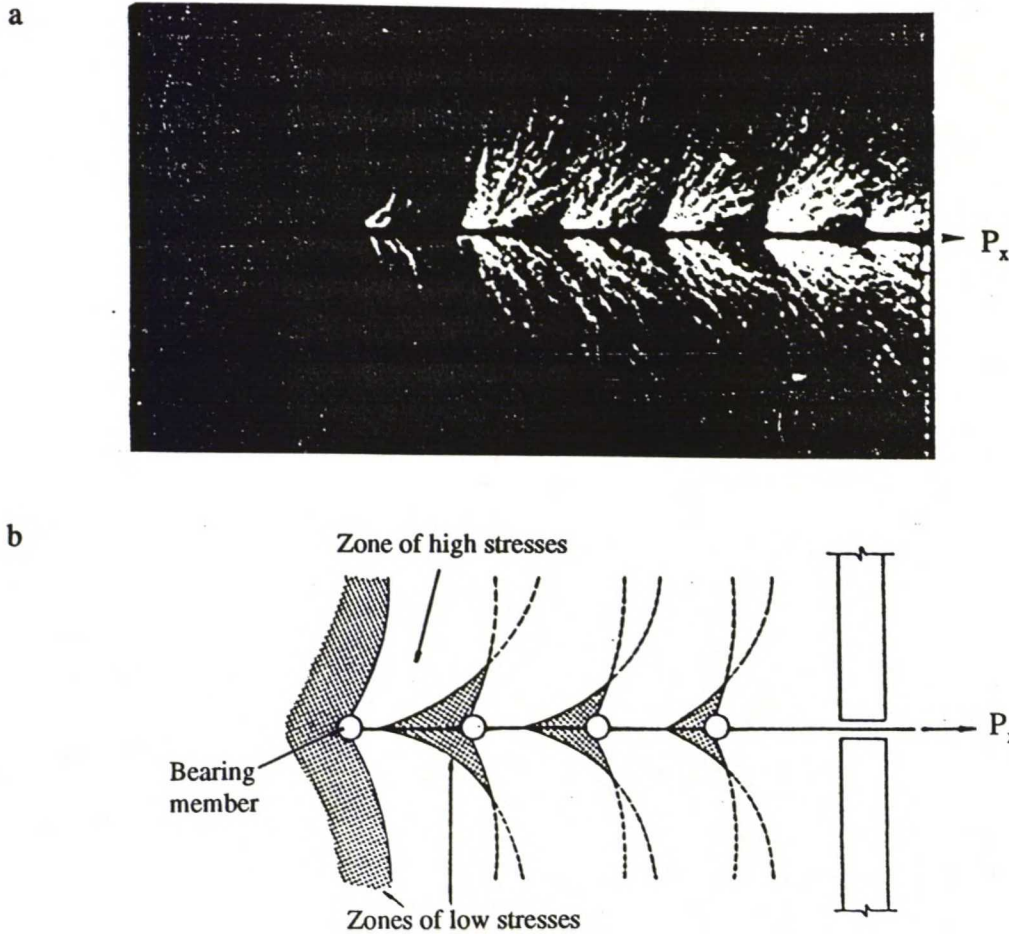
Kun poikkisuuntaiset vetoelementit ovat lähellä toisiaan, tulee esiin peräkkäisten vetoelementtien välinen yhteisvaikutus. Verkolla, jossa on  $n$  kappaletta poikkisuuntaisia vetoelementtejä, on aina pienempi tai enintään yhtäsuuri ankkurikapasiteetti kuin vastaavan yksittäisen poikkisuuntaisen vetoelementin ankkurikapasiteetti kerrottuna elementtien lukumäärällä. Kuvassa 12.13 on esitetty poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden vaikutus ulosvetovoimaan. Kuvassa 12.13a poikkisuuntaisia vetoelementtejä oli 2 kpl ja kuvassa 12.13b 3 kpl eri etäisyyksillä toisistaan. Kun poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys pienenee, kasvaa poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen yhteisvaikutus, jolloin verkon ulosvetovoima pienenee kuvan 2.13 mukaisesti. Ankkurikapasiteetin pieneminen aiheutuu maan löyhtymisestä poikkisuuntaisen vetoelementin takana, mikä vaikuttaa seuraavaa vetoelementtiä vasten kehittyvään kantavaan maanpaineeseen (Palmeira 1987, s.10.9).

Dyer (1985) on tutkinut verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusta ulosvetokokeessa taulukon 2.4 metalliverkolla 1. Hän teki kokeensa lasimurskeessa, johon kokeen aikana kehittyvät jännitykset näkyvät polariskoopin läpi käytettäessä polarisoitua valoa (photo-elastic technique). Vaaleat kaistat kuvassa esittävät pääpuristusjännitysten suunnat ja kaistojen vaaleus kuvaa jännityksen intensiteettiä (kuva 2.14a). Poikkisuuntaisten elementtien takana sijaitsevat tummemmat alueet, joissa puristusjännitys on pienempi maan löyhtymisen takia. Tummemmat kaistat kasvavat taaempaan verkossa poikkisuuntaisten vetoelementtien takana. Nämä tummat kaistat aiheuttavat vaaleiden kaistojen kääntymisen verkosta pois päin kauempana, koska poikkisuuntaisten vetoelementtien kuorman kantavien maapartikkeleiden tulee olla löyhtyneen maavyöhykkeen ulkopuolella. Kuva 2.14a on tulkittu kuvassa 2.14b (Milligan et al 1990, s.747; Palmeira 1987, s.10.10-10.11).





Kuva 2.13 Ulosvetokoe. Verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden vaikutus ulosvetovoimaan. a) Kaksi, b) kolme poikkisuuntaista vetoelementtiä (Palmeira 1987 s. 10.10, A4.7).



Kuva 2.14 Ulosvetokoe metalliverkolla lasimurskeessa. a) Valokuva pääjännityksistä lasimurskeessa verkon lähellä. b) Poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus (Palmeira 1987, s.10.13).

Kuvan 2.14 mukaisesti lähellä toisiaan sijaitsevien poikkisuuntaisten vetoelementtien voimatasapaino on hyvin epävakaa. Kun poikkisuuntaiseen vetoelementtiin kohdistuva ulosvetovoima ylittää kantavan maanpaineen kapasiteetin, tapahtuu yhtäkkinen murto. Murren jälkeen elementin edessä on ainoastaan löyhää hiekkaa, johon elementin vastaisen kantavan maanpaineen tulisi kehittyä. Kun tämä murtomekanismi jatkuu progressiivisesti muiden elementtien kohdalla, pienenee lopulta myös ulosvetovoima. Nopea ulosvetovoiman pieneneminen voi aiheuttaa selvän huipun ulosvetovoima-puristimen siirtymä -kuvaajaan tiiviissä hiekassa pienellä poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja elementtien paksuuden suhteella ( $s_T / d$ ) (Palmeira 1987, s.10.11).

Yksinkertainen menetelmä määrittellä poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen yhteisvaikutuksen suuruutta eli yhteisvaikutusastetta DI on verrata tutkittavan verkon ulosvetovoimaa  $P_{x_{max}}$  ideaalisen verkon ankkurikapasiteettiin  $n \times P_0$  (yhtälö 2.16). Ideaalisessa verkossa oletetaan kaikkien poikkisuuntaisten vetoelementin kantavuuden olevan sama kuin yksittäisen vetoelementin kantavuus  $P_0$  ilman mitään yhteisvaikutusta muiden vetoelementtien kanssa (Palmeira 1987, s.10.14-10.15).

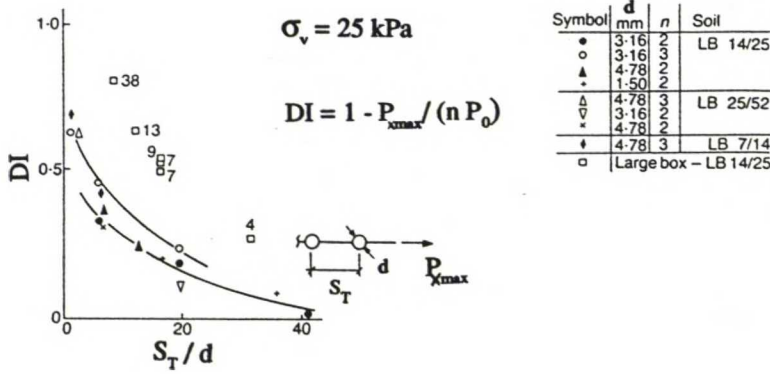
$$DI = 1 - (P_{x_{max}} / (n P_0)) \quad (2.16)$$

DI on vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste  
 $P_{x_{max}}$  vahvisteverkon suurin ulosvetovoima  
 n poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä  
 $P_0$  yksittäisen poikkisuuntaisten vetoelementin ankkurikapasiteetti

Kuvassa 2.15 on esitetty Palmeiran (1987) ulosvetokoetuloksista piirretyt kuvaajat poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja elementtien paksuuden suhde ( $S_T/d$ ) - yhteisvaikutusaste DI -koordinaatistossa. Kuvasta voidaan päätellä, että yhteisvaikutus pienenee merkityksettömäksi, kun ( $S_T / d$ ) on suurempi kuin 50. Tärkeimmät yhteisvaikutukseen vaikuttavat tekijät ovat maan ominaisuudet (raekoko ja -muoto) ja verkon geometria (poikkisuuntaisten vetoelementtien paksuus, keskinäinen etäisyys ja lukumäärä). Vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste voidaankin esittää poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärän n, paksuuden d ja keskinäisen etäisyyden  $S_T$  funktiona (yhtälö 2.17) (Palmeira & Milligan 1989, s.522; Palmeira 1987, s.10.16).

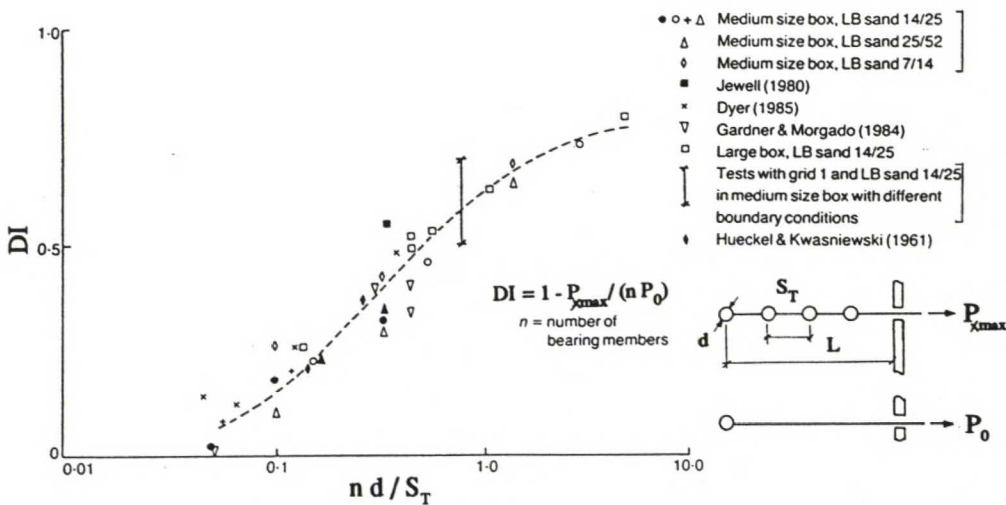
$$DI = f(n d / S_T) = f(L d / S_T^2) \quad (2.17)$$

DI on vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste  
 n poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä  
 d poikkisuuntaisten vetoelementin paksuus  
 $S_T$  poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys  
 L verkon pituus



Kuva 2.15 Ulosvetokoe. Verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusasteen  $DI$  ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja elementin paksuuden suhteen  $S_T/d$  vuorosuhde (Palmeira 1987, s.10.17).

Kuvassa 2.16 on esitetty vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste  $DI$  ( $n d / S_T$ ):n funktiona Palmeiran (1987) koetuloksille. Kuvassa on lisäksi esitetty muiden tutkijoiden koetuloksia. Koetulokset asettuvat kohtuullisen hyvin samalle kuvaajalle huolimatta eroista kokeiden mittakaavassa ja verkkojen ja maalajien ominaisuuksissa. Kuvan 2.16 perusteella näyttäisi olevan selvä riippuvuus verkon dimensioiden ja poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusasteen välillä (Palmeira 1987, s.10.16).



Kuva 2.16 Ulosvetokoe. Verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusasteen ja verkon geometria parametrien ( $n d / S_T$ ) vuorosuhde (Palmeira 1987, s.10.18).



Kun poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden ja elementtien paksuuden suhde  $S_T / d$  lähestyy arvoa yksi, muuttuu vahvisteen ankkurointi enemmän maan ja vahvisteen väliseen kitkaan perustuvaksi. Kuvassa 2.16 katkoviivalla esitetyn vuorosuhteen ei odoteta toimivan geometrialtaan tällaisilla verkoilla. Poikkeamaa kuvan 2.16 mukaisesta vuorosuhteesta on myös oletettavissa hyvin pitkille tai hyvin venyville verkoille, joissa ulosvetovoima aiheuttaa muodonmuutoksia vain pienessä osassa verkkoa. Poikkeamaa on myös odotettavissa verkoilla, joissa huomattava osuus ankkurikapasiteetista aiheutuu konesuuntaisten vetoelementtien ja maan välisestä kitkasta (Palmeira & Milligan 1989, s.522-523; Palmeira 1987, s.10.17).

Kuvassa 2.16 vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste  $DI$  näyttäisi saavuttavan suurilla  $(n \times d / S_T)$ :n arvoilla vakioarvon, joka on pienempi kuin yksi. Koetulosten perusteella yhtälön 2.18 mukainen poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuskerroin  $(\mu_b)_{bs}$  ei voisi saavuttaa arvoa nolla (Palmeira & Milligan 1989, s.523).

Edellä esitetyn perusteella otettaessa huomioon verkon peräkkäisten poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste on perusteltua esittää yhtälö 2.14 muodossa 2.18.

$$\begin{aligned} (\mu_b)_{bs} &= (\sigma_b / \sigma_v) (d \alpha_b / S_T) [1/(2 \tan \phi)] \\ &= (1 - DI) (\sigma_b / \sigma_v) (d / S_T) [1/(2 \tan \phi)] \end{aligned} \quad (2.18)$$

$(\mu_b)_{bs}$	on poikkisuuntaisten vetoelementtien osuus ankkuroinnin tehokertoimesta
$\sigma_b$	kantava maanpaine
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$d$	poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten kantava maanpaine voi kehittyä
$S_T$	poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$DI$	vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste

Käytettäessä maan huippukitkakulmaa  $\phi_p$  oletetaan, että kantava maanpaine kehittyy kaikkia vahvisteverkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten samanaikaisesti. Tämä oletamus pätee venymättömille metalliverkoille, mutta venyvämmillä synteettisillä vahvisteverkoilla mekanismi on monimutkaisempi, koska kehittynyt kantava maanpaine pienenee pitkin verkkoa kuvan 2.17 mukaisesti. Kriittisen tilan kitkakulman käyttäminen synteettisillä verkoilla on siksi suositeltavaa (Palmeira & Milligan 1989, s.523). Kuvassa 2.17 on esitetty synteettisen Tensar SR1 -verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvien pääpuristusjännitysten suunnat ja intensiteetit lasimurskeessa kahdella eri ulosvetovoimalla. Kuvasta havaitaan puristusjännitysten intensiteetin pienenevän kauempana sijaitsevien poikkisuuntaisten vetoelementtien edessä verkon venyminen takia (Milligan et al 1990, s.748).

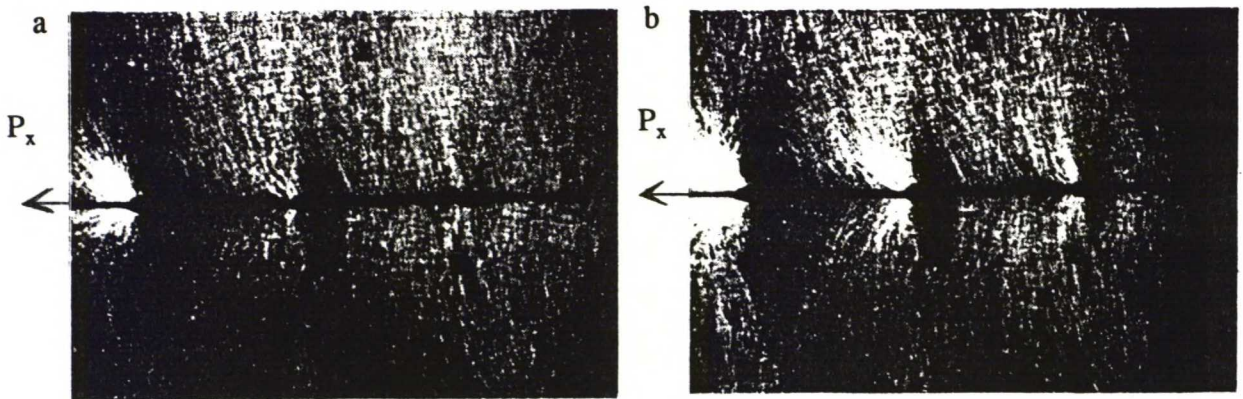
Verkon ankkurikapasiteetin laskentayhtälö saadaan yhdistämällä yhtälöt 2.5a, 2.15 ja 2.18, jolloin saadaan yhtälö 2.19.

$$P_r = 2 A_r \sigma_v \mu_b \tan \phi \quad (2.5a_{bis})$$

$$P_r = 2 A_r \sigma_v [\alpha_s \tan \delta + \frac{1}{2} (\sigma_b / \sigma_v) (d \alpha_b / S_T)] \quad (2.19a)$$

$$P_r = 2 A_r \sigma_v [\alpha_s \tan \delta + \frac{1}{2} (1 - DI) (\sigma_b / \sigma_v) (d / S_T)] \quad (2.19b)$$

$P_r$	on ankkurikapasiteetti
$A_r$	vahvisteverkon tehokas pinta-ala
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\mu_b$	vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin, $\mu_b = \tan \phi_g / \tan \phi$
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon tehokkaasta pinta-alasta
$\delta$	verkon sileän pinnan ja maan välinen pintakitkakulma
$\sigma_b$	kantava maanpaine
$d$	poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten kantava maanpaine voi kehittyä
$S_T$	verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys
$DI$	vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutusaste



Kuva 2.17 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SR2 lasimurskeessa. Pääpuristusjännitysten suunnat ja intensiteetti lasimurskeessa verkon lähellä. a  $P_x = 14,2 \text{ kN/m}$ , b  $P_x = 33,8 \text{ kN/m}$ ,  $P_{x_{max}} = 34 \text{ kN/m}$  (Milligan et al 1990, s.748).



### 2.3.5 Raekoon vaikutus vahvisteverkon ankkurikapasiteettiin

Raekoko vaikuttaa todennäköisesti ulosvetovastukseen samalla tavoin kuin aiemmin esitellyssä maan suorassa liukumisessa maan ja vahvisteen rajapinnassa (Jewell et al 1984, s.27).

Palmeira (1987, s.10.7-10.8) on tutkinut raekoon vaikutusta vahvisteverkon ankkurointilujuuteen ulosvetokokeella eri raekokoisilla hiekoilla ja eripaksuisella ja muotoisella yksittäisellä poikkisuuntaisella vetoelementillä. Jewell (1990, s.935) on esittänyt Palmeiran koetulokset poikkisuuntaisen vetoelementin paksuuden ja keskimääräisen raekoon suhde  $d / d_{50} = (\sigma_b / \sigma_v)_{d/d_{50}} / (\sigma_b / \sigma_v)_\infty$  -koordinaatistossa (kuva 2.18a).  $(\sigma_b / \sigma_v)_{d/d_{50}}$  on kantavuus- ja vertikaalijännityksen suhde, kun  $d / d_{50}$  on pienempi kuin 10 ja  $(\sigma_b / \sigma_v)_\infty$  on vastaava suhde, kun  $d / d_{50}$  on suurempi kuin 10.

Kun poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus  $d$  on alle kymmenen kertaa suurempi kuin keskimääräinen raekoko havaitaan kantavuusjännityksen kasvavan. Kantava maanpaine kasvaa vielä nopeammin kun suhde  $d/d_{50}$  on pienempi kuin 3. Maarakeiden tulee kuitenkin läpäistä verkon aukot. Palmeiran koetuloksista voidaan laatia empiirinen yhtälö 2.20, joka ottaa huomioon verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien paksuuden ja keskimääräisen raekoon suhteen  $d / d_{50}$ , kun suhde on pienempi kuin 10 (Jewell 1990, s.934-935).

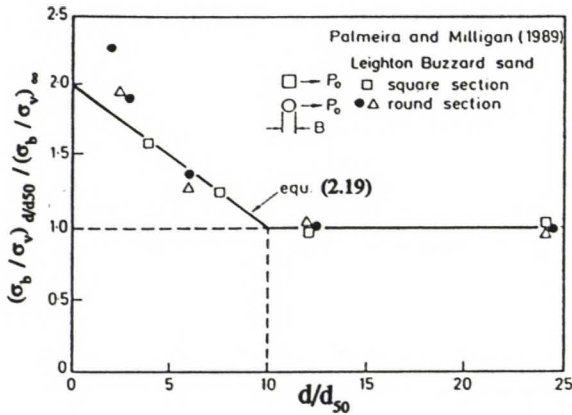
$$c_{GS} = (20 - d / d_{50}) / 10 = (\sigma_b / \sigma_v)_{d/d_{50}} / (\sigma_b / \sigma_v)_\infty \quad (2.20)$$

$c_{GS}$	on kerroin raekoon vaikutukselle
$\sigma_b$	kantava maanpaine
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$d$	poikkisuuntaisten vetoelementtien paksuus
$d_{50}$	keskimääräinen raekoko
$(\sigma_b / \sigma_v)_{d/d_{50}}$	kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde, kun $d / d_{50} < 10$
$(\sigma_b / \sigma_v)_\infty$	kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde, kun $d / d_{50} > 10$ .

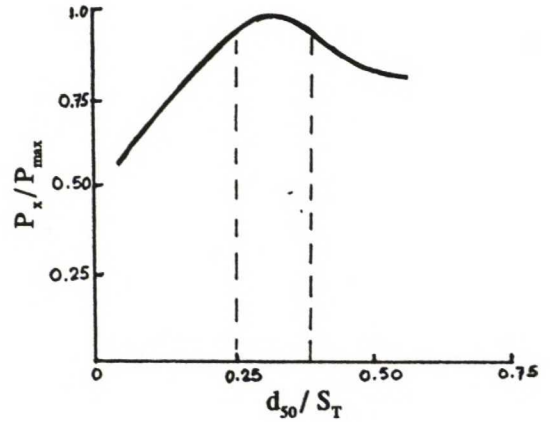
Bauer & Mowafy (1990) ovat tutkineet keskimääräisen raekoon ja vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden suhteen  $(d_{50} / S_T)$  vaikutusta ankkurikapasiteettiin 144:llä ulosvetokokeella. Koetulokset on esitetty kuvassa 2.18b. Kuvasta nähdään selvästi, että suhteen  $d_{50} / S_T$  ollessa välillä 0,25-0,35 on ulosvetovoima  $P_x$  suurin verrattuna verkon maksimi ulosvetovoimaan  $P_{max}$  (Bauer & Mowafy 1990, s.801).



a



b



**Kuva 2.18** a Verkon poikkisuuntaisen vetoelementin paksuuden ja keskimääräisen raekoon suhteen vaikutus vahvisteverkon ankkurikapasiteettiin (Jewell 1990, s.935).  
b Keskimääräisen raekoon ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen etäisyyden vaikutus ulosvetovoimaan (Bauer & Mowafy 1990, s.801).

## 2.4 Aikaisemmat tutkimukset geovahvisteen ja maan välisestä kitkasta ja vahvisteen ankkuroinnista

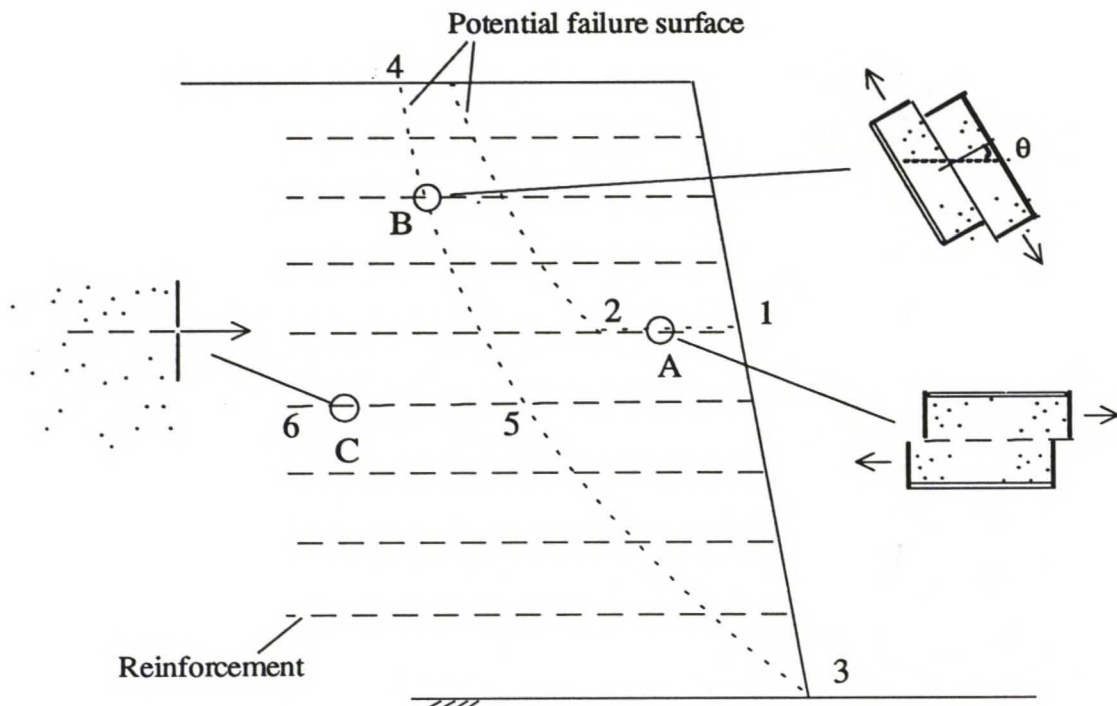
### 2.4.1 Koemenetelmät

Kuvassa 2.19 on esitetty mahdollisia vahvistemaarakenteen sisäisiä murtomekanismeja. Jos murto tapahtuu leikkauspinnalla 1-2, liukuu maablokki pitkin maan ja vahvisteen rajapintaa. Jos murto tapahtuu leikkauspinnalla 3-4, leikkautuvat vahviste ja maa yhdistettynä rakenteena. Murto voi tapahtua myös pinnalla 5-6 vahvisteen ankkurikapasiteetin ylittyessä (Palmeira 1987, s.1.10).

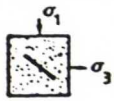

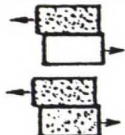
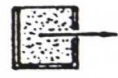


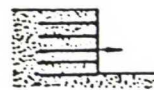
Alueella A maan ja vahvisteen rajapinnan kitkakulma voidaan määrittää muunnetulla rasialeikkauskokeella (kuva 2.19). Alueella B maan ja vahvisteen yhteistoimintaa voidaan tutkia rasialeikkauskokeella, jossa vahvisteen ja leikkauspinnan välistä kulmaa voidaan vaihdella. Alueella C vahvisteen ankkurointia voidaan tutkia ulosvetokokeella. Kuvassa 2.20 on esitetty eri koemenetelmiä vahvisteen ja maan välisen kitkan ja vahvisteen ankkurikapasiteetin tutkimiseksi. Koemenetelmän vieressä on myös mainittu tutkija, joka ko. tutkimusmenetelmää on käyttänyt (Palmeira 1987, s.1.10).

Geovahvisteen ja maan välistä kitkaa ja ankkurointia on aikaisemmin tutkittu monilla erityyppisillä ja -kokoisilla rasialeikkaus- ja ulosvetokoelaitteistoilla. Muunnettuja rasialeikkauslaitteistoja maan ja vahvisteen välisen kitkan tutkimiseksi on  $60 \times 60 \text{ mm}^2$ :n standardi rasialeikkauslaitteistosta aina  $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$ :n suuruiseen koelaitteistoon (Palmeira 1987, s.2.3). Todennäköisesti yleisimmin käytetty koko muunnetulle rasialeikkauskoelaitteistolle on noin  $300 \times 300 \text{ mm}^2$ .

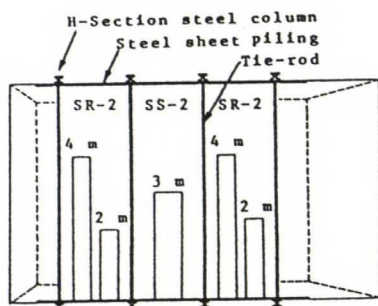
Ulosvetokokeet voidaan jakaa karkeasti neljään eri luokkaan. Pienet koelaitteistot ovat lähinnä teoreettiseen tutkimukseen ja maan ja vahvisteen välisen kitkakulman tai -kertoimen määrittämiseen soveltuvia laitteistoja (kokoluokka  $W \times L < 0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$ ). Suuremmilla koelaitteistoilla voidaan laboratoriossa tutkia vahvisteen ankkuripituutta suoraan (kokoluokkaa  $W \times L > 1 \times 1 \text{ m}^2$ ). Kentällä tehtävissä kokeissa voidaan käyttää huomattavasti pidempiä koe-kappaleita ja mahdollisesti paremmin tulevaa käyttökohdetta vastaavia olosuhteita (kuva 2.21) (Ochiai et al 1988, s.148; Watts & Brady 1990, s.65-71). Omaksi erikoisryhmäkseen voidaan lukea ulosvetokoelaitteistot, joissa maarakeiden ja vahvisteen jännityksiä tai siirtymiä voidaan seurata esimerkiksi fotoelastisesti (Milligan et al 1990, s.747-751) tai röntgentekniikalla (Schwab et al 1977, s. 105-112).



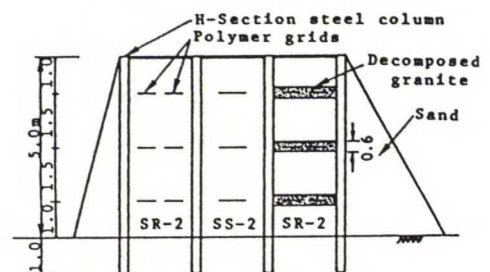
Kuva 2.19 Vahvistemaarakenne. Maan ja vahvisteen välinen toimitatapa. (Palmeira 1989, s.1.10)

testing procedure	author
<b>a</b> plane strain unit cell 	McGown et al (1978)
<b>b</b> direct shear 	Jewell (1980), Dyer (1985)
<b>c</b> 	Delmas et al (1979), Dyer (1985), Degoutte & Mathieu (1986), Elias (1979), Koivumäki (1983), Miyamori et al (1986), Palmeira (1981), Perrier et al (1986), Sarsby & Marshal (1983), Shen et al (1979).
<b>d</b> pull-out 	Chang et al (1977), Dyer (1985), Gardner & Morgado (1984), Ingold & Templeman (1979), Jewell (1980), Shen et al (1979)
<b>e</b> 	Blivet & Gestin (1979), Delmas et al (1979), Rowe et al (1985)
<b>f</b> 	Schlosser & Elias (1978)
<b>g</b> 	Terre Armee / Schlosser & Elias (1978)

Kuva 2.20 Koemenetelmiä vahviteen ja maan välisen kitkan ja vahviteen ankkurikapasiteetin tutkimiseksi ja koemenetelmää käyttänyt tutkija (Palmeira 1987, s.1.9).



Test embankment (Plane view).



Test embankment (Front view).

Kuva 2.21 Leikkauspiirros ulosvetokoejärjestelystä kentällä (Ochiai et al 1988, s.148).



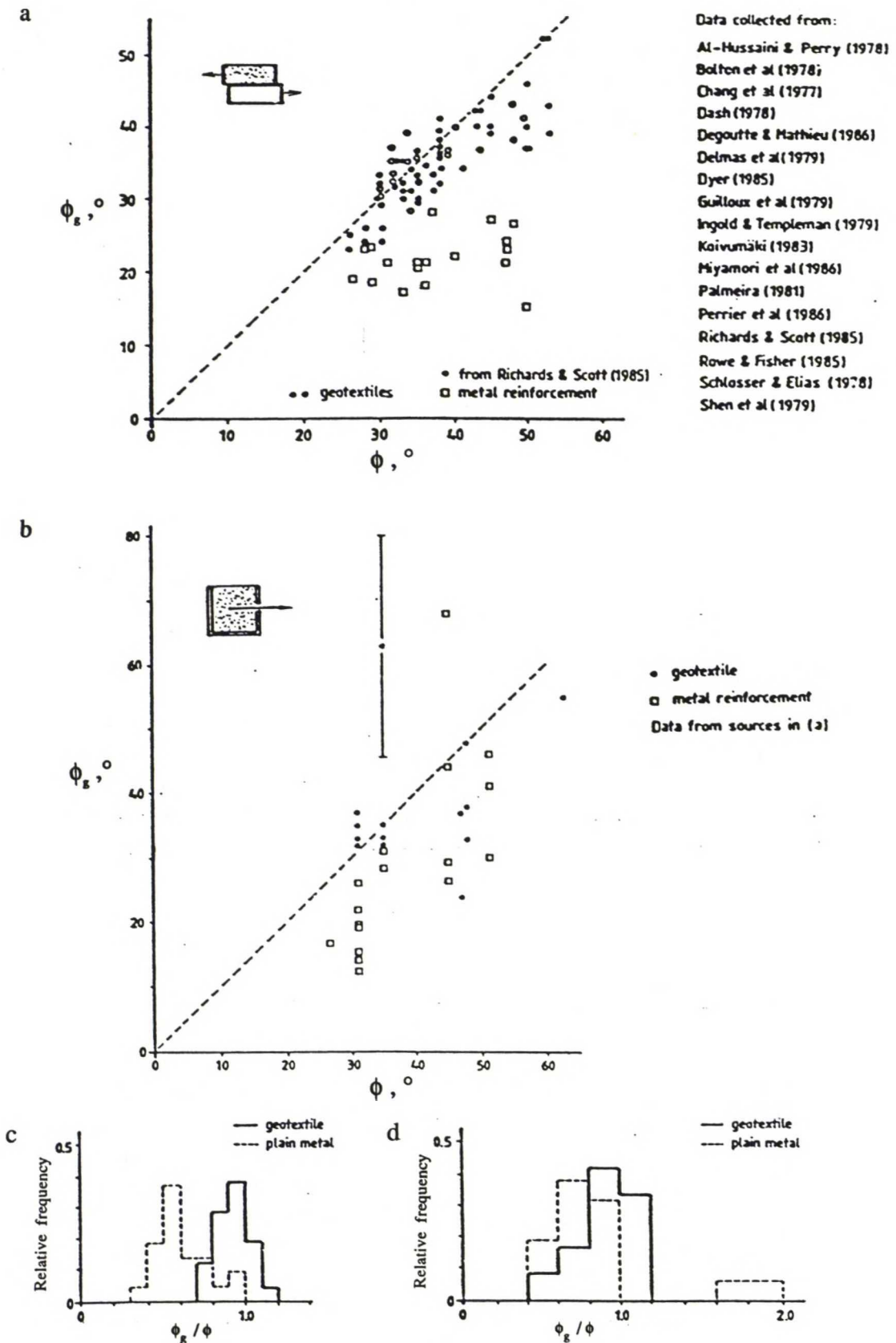
#### 2.4.2 Vahvistekankaan sekä lujiteliuskan ja maan välinen kitkakulma

Maan ja vahvisteiden välinen kitkakulma voidaan määrittää muunnetulla rasialeikkauskokeella tai ulosvetokokeella. Kuvassa 2.22 on esitetty kirjallisuudesta rasialeikkaus- ja ulosvetokokeella määritettyjä maan ja vahvisteiden välisen kitkakulman  $\phi_g$  arvoja  $\phi - \phi_g$  -koordinaatistossa. Koetulokset on kerätty siten, että vahvisteiden ja maan välinen leikkausvastus perustuu vahvisteiden pinnan ja maan väliseen kitkaan. Kuvan 2.22 vahvisteet ovat vahvistekankaita ja metalliliuskoja. Kuvassa ei ole vahvisteverkon ja maan välisen kitkakulman arvoja, koska verkon ja maan välinen mekanismi on erilainen kuin tasomaisella vahvisteella. Verkoilla tehdyt kokeet on jätetty pois tulosten vertailukelpoisuuden parantamiseksi (Palmeira 1987, s.1.12).

Kuvan 2.22a koetuloksia havaitaan, että useimmissa kokeissa muunnetulla rasialeikkauskokeella määritetty vahvisteiden ja maan välinen kitkakulma oli pienempi kuin maan sisäinen kitkakulma eli  $\phi_g / \phi < 1,0$ . Jos rasialeikkauskokeella määritetty maan ja vahvisteiden välinen kitkakulma on suurempi kuin maan sisäinen kitkakulma, on perusteltua epäillä rasian rajapintojen tai riittämättömän rasian koon vaikuttaneen tuloksiin. Lisäksi maan sisäinen kitkakulma saattaa olla virheellisesti määritetty. Useimmissa kokeissa vahvistekankaan ja maan välisen kitkakulman sekä maan sisäisen kitkakulman suhde oli välillä  $0,75 < \phi_g / \phi < 1,0$  ja metalliliuskoilla välillä  $0,3 < \phi_g / \phi < 0,7$  kuvan 2.22c pylväsdiagrammin mukaisesti (Palmeira 1987, s.1.12, 1.17).

Kuvan 2.22b koetuloksista havaitaan, että useimmissa kokeissa ulosvetokokeella määritetty vahvisteiden ja maan välinen kitkakulma on pienempi kuin maan sisäinen kitkakulma. Jos suhde  $\phi_g / \phi$  on suurempi kuin yksi, saattaa syynä olla koelaatikon rajapintojen vaikutus ja erityisesti etuseinän kitkan vaikutus ulosvetovoimaan, mikä on usein jätetty huomioimatta. Hyvin usein ulosvetokokeella tietyllä vertikaalijännitystasolla määritettyä kitkakulmaa verrataan maan kitkakulmaan, joka on määritetty eri jännitystasolla, jolloin erityisesti pienillä vertikaalijännityksillä  $\phi_g / \phi$  -suhde voi olla hyvinkin iso. Oletus jännitystasosta riippumattomasta maan sisäisestä kitkakulmasta on virheellinen kuvan 2.2 mukaisesti. Joissakin tapauksissa maan sisäistä kitkakulmaa ei ole määritetty tasojännitystilassa, joka ulosvetokokeessa vallitsee maan ja vahvisteiden rajapinnalla, vaan maan sisäinen kitkakulma on määritetty esimerkiksi kolmiaksisiaalisessa jännitystilassa kolmiakselikokeella (Palmeira 1987, s.1.14-1.15).

Vahvisteverkon ja maan rajapinnan mekanismi ulosvetokokeessa esitetään usein maan ja vahvisteiden välisenä kitkakulmana kuten tasomaisilla vahvisteilla (esim vahvistekangas). Verkon ja maan välinen kitkakulma näin määritettynä on usein suurempi kuin maan sisäinen kitkakulma. Oikeampi tapa esittää verkon ankkuroitumismekanismi on pitää verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä sarjana peräkkäisiä ankkureita, joita vasten kehittyy kantava maanpaine (Palmeira 1987, s.1.15).



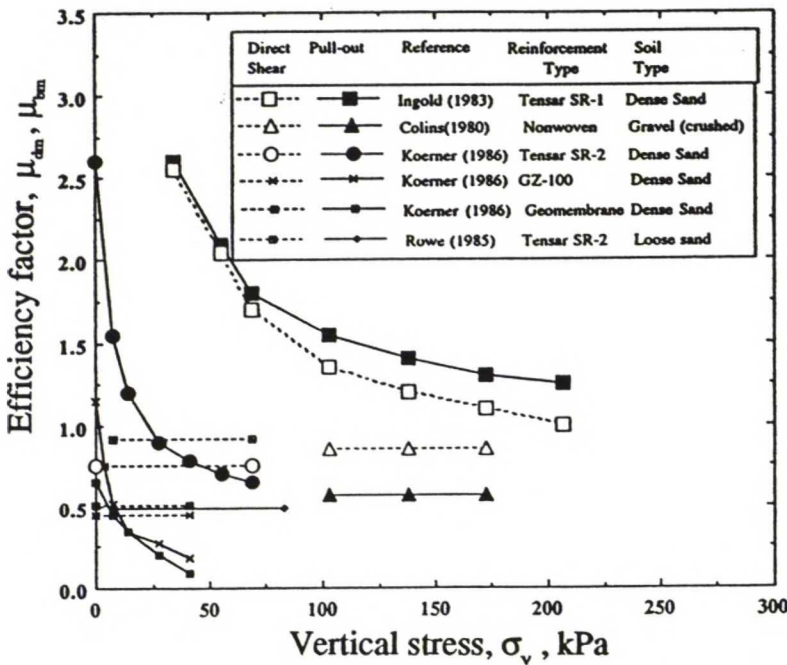
Kuva 2.22 Maan ja vahvisten välinen kitkakulma: a Rasialeikkauskokeella, b Ulosvetokokeella määritettynä. Maan ja vahvisten välisen ja maan sisäisen kitkakulman suhteen jakauma: c Rasialeikkaukokeella määritettynä. d Ulosvetokokeella määritettynä (Palmeira 1987, s.1.13, 1.17).



Kuvan 2.22d pylväsdiagrammi ei ole yhtä tarkka kuin muunnetun rasialeikkauskokeen tuloksien perusteella piirretty vastaava diagrammi, koska ulosvetokoetuloksia on huomattavasti vähemmän. Ulosvetokokeella määritetyn  $\phi_g / \phi$  -suhteen hajonta vahvistekankaalla on huomattavasti suurempi kuin rasialeikkauskokeella määritetyn, mutta  $\phi_g / \phi$  -suhteen keskiarvo vastaa melko hyvin rasialeikkauskokeella määritettyä  $\phi_g / \phi$  -suhteen keskiarvoa (Palmeira 1987, s.1.16-1.17).

#### 2.4.3 Suoran liukumisen $\mu_{dm}$ ja vahviteen ankkuroinnin $\mu_{bm}$ näennäisten tehokertoimien vertailu

Maan ja vahviteen välinen yhteistoimintamekanismi on erilainen suorassa liukumisessa ja vahviteen ankkuroitumisessa maakerrosten väliin. Riittävän suuressa muunnetussa rasialeikkauskokeessa leikkausjännitys on jakaantunut tasaisesti pitkin maan ja vahviteen välistä rajapintaa. Ulosvetokokeessa mitattu ulosvetovoima on yhdistelmä rajapinnan leikkausjännitystä ja vahviteen venymävastusta. Tästä yhdistelmästä aiheutuu epätasainen jännitysjaakauma pitkin vahvistetta (Farrag et al 1993, s.135-136).



Kuva 2.23 Rasialeikkauskokeella määritetyn suoran liukumisen  $\mu_{dm}$  ja ulosvetokokeella määritetyn ankkuroinnin  $\mu_{bm}$  näennäisten tehokertoimien vertailu (Farrag et al 1993, s.135).

Muunnetulla rasialeikkauskokeella määritetään suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  ja ulosvetokokeella määritetään ankkuroinnin näennäinen tehokerroin  $\mu_{bm}$  yhtälöiden 2.2b ja 2.5c avulla. Tehokertoimien arvot ovat usein ristiriitaisia keskenään kuvan 2.23 mukaisesti. Erot tehokertoimissa aiheutuvat erilaisesta rajapinnan yhteistoimintamekanismista ja estetystä dilataatiosta. Tiiviin, rakeisen maan dilataation estämisen ja rajapinnan



vertikaalijännityksen lisääntymisen suuruus riippuu koelaatikon geometriasta ja rajoittavista pinnoista. Ulosvetokoelaitteistossa kuormituslevy on usein kiinteä, kun se rasialeikkauslaitteistossa voi vapaasti siirtyä pystysuunnassa (Farrag et al 1993, s.134-136).

#### 2.4.4 Suoran liukumisen tehokertoimen $\mu_d$ ja näennäisen tehokertoimen $\mu_{dm}$ arvoja

Kuvassa 2.22a esitetyistä maan ja vahvistekankaan välisistä kitkakulman arvoista voidaan likimääräisesti laskea suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  yhtälöllä 2.2c. Suurin osa tehokertoimen  $\mu_d$  arvoista on välillä 0,75 - 1,0.

Taulukkoon 2.2 on kerätty ja laskettu suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  arvoja kirjallisuudessa esitetyistä koetuloksista. Tehokerroin on laskettu yhtälöllä 2.2c siten, että kerroin kattaa taulukossa ilmoitetun vertikaalijännitysalueen. Taulukon alapuolella on käytetyn rasialeikkauskoelaitteiston koko ja maan tiiviys. HaTe -verkkojen tunnuksen viimeinen luku (esim. -10) kertoo verkon aukon koon. Maalajien sisäinen kitkakulma on määritetty rasialeikkauskokeella, lukuunottamatta Mårtenssonin (1990) kokeita, joissa maan sisäinen kitkakulma on määritetty kolmiakselikokeella.

Taulukon 2.2 mukaan tehokerroin  $\mu_d$  hiekan ja vahvistekankaan väliselle liukumiselle on 0,83 - 0,97. Suoran liukumisen tehokerroin Tensar SR2 -verkon ja murskatun kiven ja murskatun kalkkikiven välillä on 0,94 - 0,98. HaTe -verkkojen ja hiekan välillä tehokerroin on 1,00 - (1,10) ja soran 0-32mm välillä tehokerroin on 0,95 - (1,10) ja soran 0-65mm välillä tehokerroin on 0,71 - 0,85. Todellinen suoran liukumisen tehokerroin ei voi olla suurempi kuin yksi.

Jewell (1989, s.4) esittää suoran liukumisen tehokertoimeksi  $\mu_d = 0,8$ . Voskamp (1989, s. 80) esittää Stabilenka -vahvistekankaan suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  arvoksi 0,83-0,90 hiekassa (0-3mm), 0,83-0,86 keskikarkeassa sorassa (0-32mm) ja 0,83-0,86 karkeassa sorassa (0-65mm).

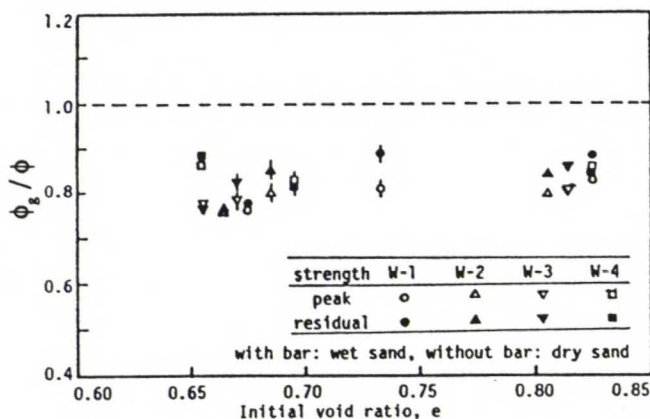
Fortrac-verkkojen (aikaisemmin HaTe-verkko) valmistajan tuote-esitteessä esitetään tehokertoimen  $\mu_d$  arvoksi 1,0 hiekassa (0-3mm), 0,9 keskikarkeassa sorassa (0-32mm) ja 0,85 karkeassa sorassa (0-65mm). Tensar -verkkojen valmistajan tuote-esitteessä esitetään tehokertoimen  $\mu_d$  arvoksi 0,9-1,0 kalliomurskeessa ja sorassa, 0,85-0,95 hiekassa, 0,8-0,85 lentotuhkassa ja 0,6-0,7 savessa (Huesker synthetic c. s. 4; Netlon Limited c, s. 6).

Makiuchi & Miyamori (1988, s. 133-134) tutkivat rasialeikkauskokeella hiekan tiiviyyden ja vesipitoisuuden vaikutusta kudotun polyesteri vahvistekankaan ja hiekan rajapinnan kitkakulman ja hiekan sisäisen kitkakulman suhteeseen. Kuvan 2.24 mukaisesti havaittiin  $\phi_g / \phi$  -suhteen olevan riippumaton hiekan tiiviyydestä ja vesipitoisuudesta sekä huippu että kriittisen tilan kitkakulmia verrattaessa.

**Taulukko 2.2 Maan ja vahvisteiden välisen suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  rasialeikkauskokeella määritettynä.**

Reinforcement	Soil	$d_{50}$ , mm	$\phi$ , °	$\phi_r$ , °	$\mu_d$	$\sigma_v$ , kPa
Textile <sup>1</sup>	Sand 0,6-0,9mm	0,3	39	36	0,90	200-1200
PVB-membraani <sup>1</sup>	Sand 0,6-0,9mm	0,3	39	36,5	0,91	200-900
Woven, pp <sup>2</sup>	Sand 0,1-0,2mm	0,75	43	42	0,97	45-180
Woven, pp <sup>2</sup>	Fuel ash	-	44	40	0,87	45-180
Woven, pp <sup>2</sup>	Coarse sand 0,2-1,0mm	-	45	40	0,84	45-180
Woven, pe <sup>3</sup>	Sand 0-2mm	-	-	-	0,75-0,90	50-200
Woven, pp <sup>4</sup>	Sand	1,0 ( $d_{50}$ )	-	-	0,83-0,93	10-80
Woven, pp <sup>4</sup>	Silica sand	0,66 ( $d_{50}$ )	-	-	0,83-0,93	10-80
Woven, pp <sup>5</sup>	Sand 0-2mm	0,1	40	35	0,83	150-370
Tensar SR2 <sup>6</sup>	Crushed stone	~7	58,5	57	0,94	50-200
Tensar SR2 <sup>7</sup>	Crush. limest.	~7	58,8	58,3	0,98	32-207
HaTe <sup>8</sup> 80/30-10, 20, 30	Sand 0-3mm	0,6	34,2	34,3-36,7	1,00, 1,04, 1,10	8-19
HaTe <sup>8</sup> 80/30-10, 20, 30	Limestone 0-32mm	4	48	46,5-50,6	0,95, 1,10, 1,00	8-19
HaTe <sup>8</sup> 80/30-10, 20, 30	Limestone 0-65mm	10	52,5	42,9-48	0,71, 0,85, 0,81	8-19

1. Dense,  $D_r \approx 100\%$ ,  $W \times L = 300 \times 300 \text{ mm}^2$  (Degoutte & Mathieu 1986, s.1252-1255)
2. Dense,  $W \times L = 316 \times 316 \text{ mm}^2$  (Myles 1982, s. 788-790)
3. Loose / Dense,  $D_r = 0,46-0,57 / 0,94-1,0$ ,  $w=0\% / 9\%$ ,  
 $W \times L = 316 \times 316 \text{ mm}^2$  (Makiuchi & Miyamori 1988, s. 129-134)
4. Loose,  $W \times L = 60 \times 60 \text{ mm}^2$  (Eigenbrod et al 1990, s. 521-523)
5. Dense,  $D_r = 0,85$ ,  $W \times L = 172 \times 172 \text{ mm}^2$  (Mårtensson 1990, s. 24-28)
6.  $D_r = 81-90\%$ ,  $W \times L = 300 \times 300 \text{ mm}^2$  (Sarsby & Marshall 1983, s. 12-13)
7.  $D_r = 90-92\%$ ,  $W \times L = 300 \times 300 \text{ mm}^2$  (Sarsby & Marshall 1983, s. 12-13)
8. Dense,  $D_r \approx 100\%$ ,  $W \times L = 300 \times 300 \text{ mm}^2$  (Sentko & Becker 1987, s. 2-4)



Soil particle density (g/cm <sup>3</sup> )	2.67
Maximum grain size (mm)	2.0
Coefficient of curvature	1.75
Uniformity coefficient	0.72
Maximum void ratio	1.00
Minimum void ratio	0.65

woven	W - 1	polyester	plain weave
	W - 2	polyester	plain weave
	W - 3	polyester	twill weave
	W - 4	polyester	triple weave

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

**Kuva 2.24 Hiekan tiivyyden ja vesipitoisuuden vaikutus vahvistekankaan ja maan välisen kitkakulman ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhteeseen (Makiuchi & Miyamori 1988, s. 134).**



Kuvaan 2.25 ja taulukkoon 2.3 on kerätty ja laskettu kirjallisuudessa esitetyistä koetulok-sista rasialeikkauskokeella määritettyjä maan ja vahviteen välisen suoran liukumisen näennäisen tehokertoimen  $\mu_{dm}$  arvoja.

*Taulukko 2.3 Maan ja vahviteen välisen suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  rasialeikkauskokeella määritettynä.*

Reinforcement	Soil	$d_{50}$ , mm	Density	$\mu_{dm}$	$\sigma_v$ , kPa
Textile <sup>1</sup>	Sand 0,6-0,9mm	0,3	Dense, $D \approx 100\%$	0,76 - 1,0	200-1200
PVB-membraani <sup>1</sup>	Sand 0,6-0,9mm	0,3	Dense, $D \approx 100\%$	0,69 - 0,98	200-900
Woven, pp <sup>2</sup>	Sand 0-2mm	0,1	Dense, $D_s = 0,85$	1,01-1,02	150-370
Woven, pp <sup>2</sup>	Sand 0-2mm	0,1	Dense, $D_s = 0,85$	0,79-0,92	100-200
Tensar SR2 <sup>3</sup>	Crushed stone	~7	$D=81-90\%$	0,87-1,08	50-200
Tensar SR2 <sup>3</sup>	Crush. limest.	~7	$D=90-92\%$	0,95-1,06	32-207
Tensar SR2 <sup>4</sup>	Sand 0-2mm	0,25	Dense	0,73	50
HaTe.70.154 <sup>5</sup>	Sand 0-3mm	0,25	Dense	0,94-0,96	50-100

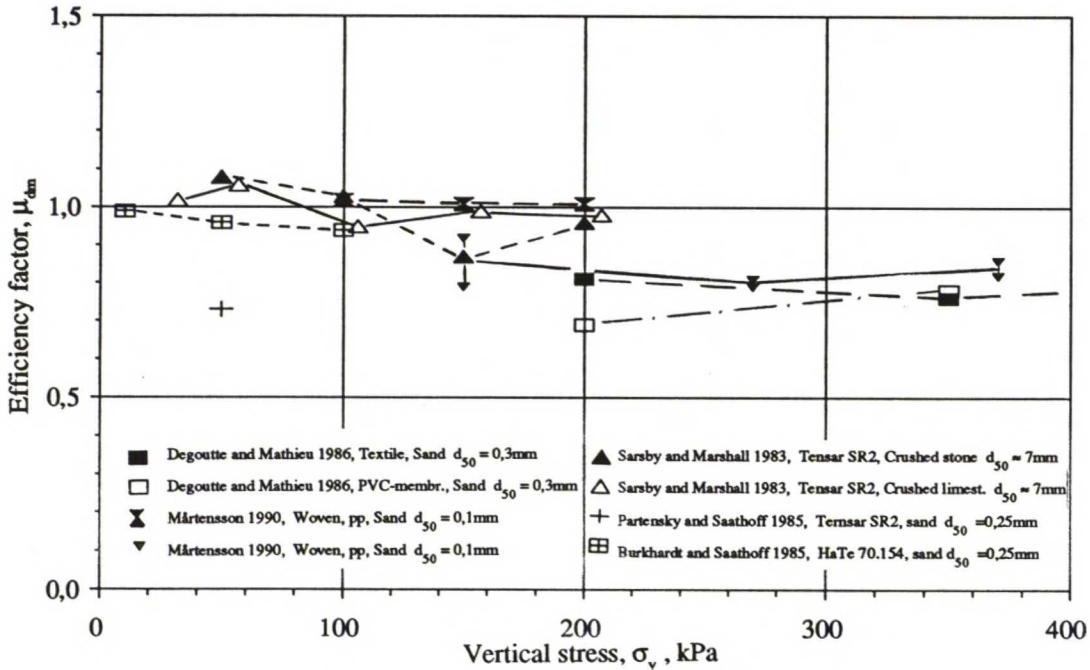
1. (Degoutte & Mathieu 1986, s.1252-1255)

2. (Mårtensson 1990, s. 24-28)

3. (Sarsby & Marshall 1983, s. 12-13)

4. (Partensky & Saathoff 1985, s. 2, 5)

5. (Burkhardt & Saathoff 1985, s. 2, 5)



*Kuva 2.25 Maan ja vahviteen välisen liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  rasialeikkauskokeella määritettynä .*



Taulukon 2.3 mukaan vahvistekankaan ja maan välisen suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  on 0,76 - 1,02. Mårtensson (1990) tutki hiekan ja kudotun vahvistekankaan välistä kitkaa pienellä (60×60 mm<sup>2</sup>) ja suuremmalla (172×172 mm<sup>2</sup>) rasiolla. Suurella rasiolla näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  oli 0,79 - 0,92 kun pienellä rasiolla vastaavalla yhdistelmällä kerroin oli 1,01 - 1,02. Tästä voidaan päätellä, että pienempi rasia on liian pieni maan ja vahvisteiden välisen kitkakulman määrittämiseksi. Degoutte & Mathieu (1986) havaitsivat hiekan ja kankaan ja PVC-membraanin välisen näennäisen tehokertoimen  $\mu_{dm}$  kasvavan vertikaalijännityksen kasvaessa. Yleensä kertoimen on raportoitu pienenevän tai pysyvän vakiona vertikaalijännityksen kasvaessa.

Taulukon 2.3 mukaan verkon Tensar SR2 suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  oli hiekassa 0,73 ja murskatussa kivessä ja kalkkikivessä 0,87 - 1,08. HaTe 70.154 -verkon näennäinen tehokerroin hiekassa oli 0,94 - 0,99.

#### 2.4.5 Vahvisteverkolla ja -kankaalla tehtyjen ulosvetokokeiden tulosten vertailu

Kuvassa 2.26 on esitetty eri tyyppisten geovahvistesten ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen  $\mu_{bm}$  ja puristimen siirtymän vuorosuhde. Näennäinen tehokerroin voidaan laskea yhtälöllä 2.5a ja c korvaamalla ankkurikapasiteetti ulosvetokokeessa mitatulla ulosvetovoimalla. Ulosvetokokeet on tehty vertikaalijännityksellä 25 kPa tiiviissä hiekassa ( $D_r=0.87$ ). Vahvistesten pituus oli noin 500 mm. Vahvistesten valmistusmateriaali, dimensiot ja muodonmuutosmoduuli on esitetty taulukossa 2.4. Kuvassa 2.26 on lisäksi esitetty "täysin karkean levyn" ja hiekan välisen tehokertoimen ja puristimen etupään siirtymän vuorosuhde vertailukohteena muille vahvisteteille. "Täysin karkea levy" on valmistettu liimaamalla hiekkaa karkean alumiinilevyn pinnalle (Palmeira 1987, s.3.4, 3.8, 10.20-10.21).

$$\mu_{bm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi = P_x / (2 A_r \sigma_v \tan \phi) \quad (2.5bis)$$

$\mu_{bm}$	on vahvisteiden ankkuroinnin näennäinen tehokerroin
$\phi_{gm}$	vahvisteiden ja maan välinen näennäinen kitkakulma
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$P_x$	ulosvetovoima
$A_r$	vahvisteiden pinta-ala
$\sigma_v$	vertikaalijännitys

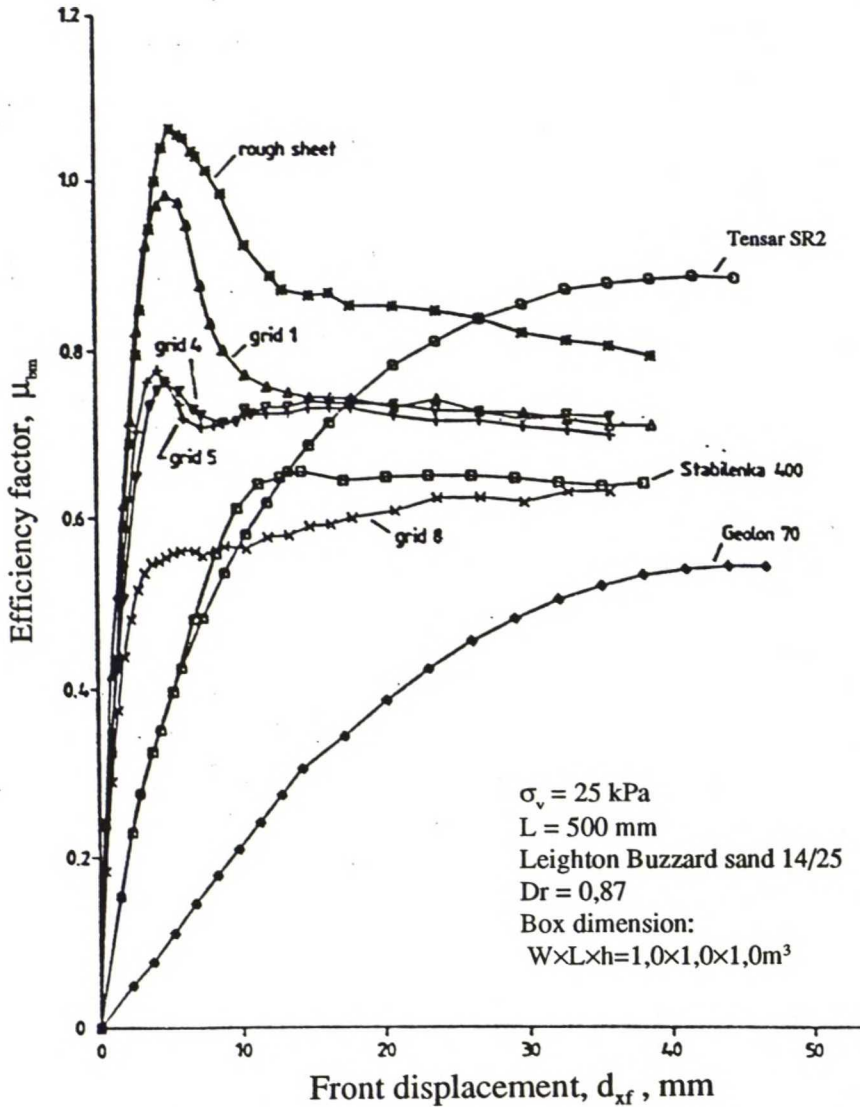
Kuvasta 2.26 voidaan tehdä seuraavia päätelmiä (Palmeira 1987, s.10.20-10-21):

1. Mitä suurempi on vahvisteiden muodonmuutosmoduuli, sitä pienemmällä puristimen siirtymällä saavutetaan ko. vahvisteiden suurin ankkurikapasiteetti.

Taulukko 2.4 Kuvan 2.26 geovahvisteiden valmistusmateriaali, dimensiot ja muodonmuutosmoduuli (Palmeira 1987, s.3.3).

Reinforcement	Raw material	d mm	$S_r$ mm	$S_t$ mm	$\alpha_s$	$\alpha_h$	$s_r/d$	$d/d_{sn}$	J kN/m
Grid 1	g.s. <sup>1</sup>	1,63	12,5	12,5	0,20	1,0	7,7	20	6844
Grid 4	m.s. <sup>2</sup>	4,78	76,2	76,2	0,11	1,0	15,9	6,0	49455
Grid 5	m.s.	3,15	50,8	50,8	0,11	1,0	16,1	3,9	32216
Grid 8	g.s.	4,78	152,4	76,2	0,86	1,0	31,9	6,0	49455
Tensar SR1	Polymer	4,4	53,2	10,2	0,38	0,74	12,1	5,5	440 <sup>5</sup>
Tensar SR2	Polymer	4,4	111,0	22,2	0,46	0,72	25,2	5,5	550 <sup>5</sup>
Geolon 70	Polyester	0,62 <sup>3</sup>	-	-	1,0	-	-	-	550
Stabilenka 400	Polyester	1,26 <sup>3</sup>	-	-	1,0	-	-	-	4000
Rough sheet <sup>4</sup>	Aluminium	0,80 <sup>3</sup>	-	-	1,0	-	-	-	56000

1. Galvanised steel 2. Mild steel 3. Thickness 4. Aluminium sheet with sand glued to both sides  
5. Secant modulus at 10% deformation



Kuva 2.26 Ulosvetokoe. Ankkuroinnin tehokertoimen ja puristimen siirtymän vuorosuhde eri tyyppisillä geovahvisteilla (Palmeira 1987, s.10.22).



2. Verkon ankkuroinnin tehokertoimen ja puristimen siirtymän vuorosuhde on riippuvainen verkon geometriasta ja poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutuksesta, kuten luvussa 2.3.4 on esitetty. Verkko 1, jonka  $S_T/d$  -suhde on pieni, käyttäytyy "täysin karkean levyn" kaltaisesti. Verkoilla, joilla  $S_T/d$  -suhde on suuri, kasvaa ankkuroinnin näennäinen tehokerroin jatkuvasti puristimen siirtymän kasvaessa. Näillä verkoilla poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus on vähäistä. Verkoilla 4 ja 5 näennäisen tehokertoimen ja puristimen siirtymän vuorosuhteet ovat hyvin samanlaisia. Tämä on selitettävissä sillä, että verkoilla  $S_T/d$  ja  $d/\alpha_{s0}$  -suhteet ovat samaa suuruusluokkaa taulukon 2.4 mukaisesti.

3. Vahvistekankaan Stabilenka 400 ja vahvisteverkon Tensar SR2 ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen ja puristimen siirtymän vuorosuhteen kuvaajat vastaavat hyvin toisiaan pienellä puristimen siirtymällä, vaikka kankaan ankkuroituminen perustuu kitkaan ja verkon Tensar SR2 kitkaan ja poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvään kantavaan maanpaineeseen. Kuvaajien alkupään samankaltaisuus johtunee siitä, että kankaan Stabilenka 400 muodonmuutosmoduuli on noin seitsemän kertaa suurempi kuin verkolla Tensar SR2. Vahvistekangas Geolon 70, jonka muodonmuutosmoduuli on yhtäsuuri kuin verkolla Tensar SR2, vaatii huomattavan suuren puristimen siirtymän suurimman näennäisen ankkuroinnin tehokertoimen mobilisoitumiseksi. Puristimen siirtymä on huomattavasti suurempi kuin siirtymä, jonka Tensar SR2 ja Stabilenka 400 vaativat vastaavan suuruisen tehokertoimen mobilisoimiseksi.

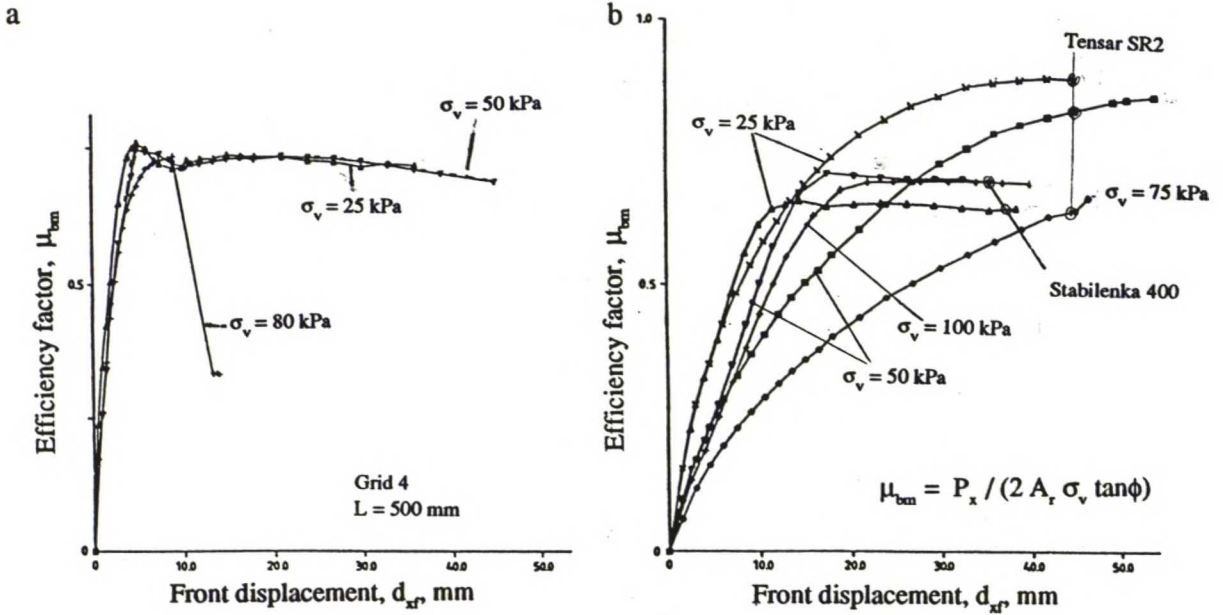
4. Synteettisillä vahvisteilla näennäinen ankkuroinnin tehokerroin saavuttaa vakioarvon suurella puristimen siirtymällä, mutta verkolla tehokerroin on huomattavasti suurempi kuin kankaalla.

5. Venyvillä synteettisillä geovahvisteilla ankkurointi murtuu progressiivisesti pitkin vahvistetta, koska vahvisteesta maahan mobilisoituneen ankkurivoiman intensiteetti riippuu vahviteen ja maan muodonmuutosten suhteesta.

Kuvassa 2.27 on esitetty vertikaalijännityksen vaikutus vahviteen ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen  $\mu_{\text{m}}$  arvoon metalliverkolla, synteettisellä vahvisteverkolla ja -kankaalla. Ulosvetokoejärjestely oli sama kuin edellä, vertikaalijännitystä lukuunottamatta, joka vaihteli välillä 25-100 kPa. Kuvasta 2.27 voidaan päätellä, että metalliverkon ankkuroinnin näennäinen tehokerroin ei ole riippuvainen vertikaalijännityksen suuruudesta. Myös vahvistekankaan Stabilenka 400 ankkuroinnin näennäinen tehokerroin näyttäisi olevan vertikaalijännityksestä riippumaton. Vahvisteverkon Tensar SR2 venymät kasvoivat vertikaalijännityksen kasvaessa ja vertikaalijännityksellä yli 75 kPa verkon ankkurikapasiteetti määräytyi verkon vetolujuuden perusteella (verkon pituus oli 522mm). Verkon Tensar SR2 ankkuroinnin näennäinen tehokerroin näyttäisi olevan vertikaalijännityksestä riippuvainen kuvan 2.27b mukaisesti (Palmeira 1987, s.10.23).

Edellä esitettyä näennäisten tehokertoimien vertailua lukiessa on muistettava, että vahvisteiden murtolujuudet ja erityisesti muodonmuutosmoduulit ovat eri kertaluokkaa keskenään taulukon 2.4 mukaisesti.





Kuva 2.27 Ulosvetokoe. Vertikaalijännityksen vaikutus vahvisteen ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen  $\mu_{bm}$  arvoon. a Metalliverkko. b Synteettinen vahvisteverkko Tensar SR2 ja -kangas Stabilenka 400 (Palmeira 1987, s.10.24).

#### 2.4.6 Maan tiiviiden vaikutus vahvisteen ankkurikapasiteettiin ja siirtymiin

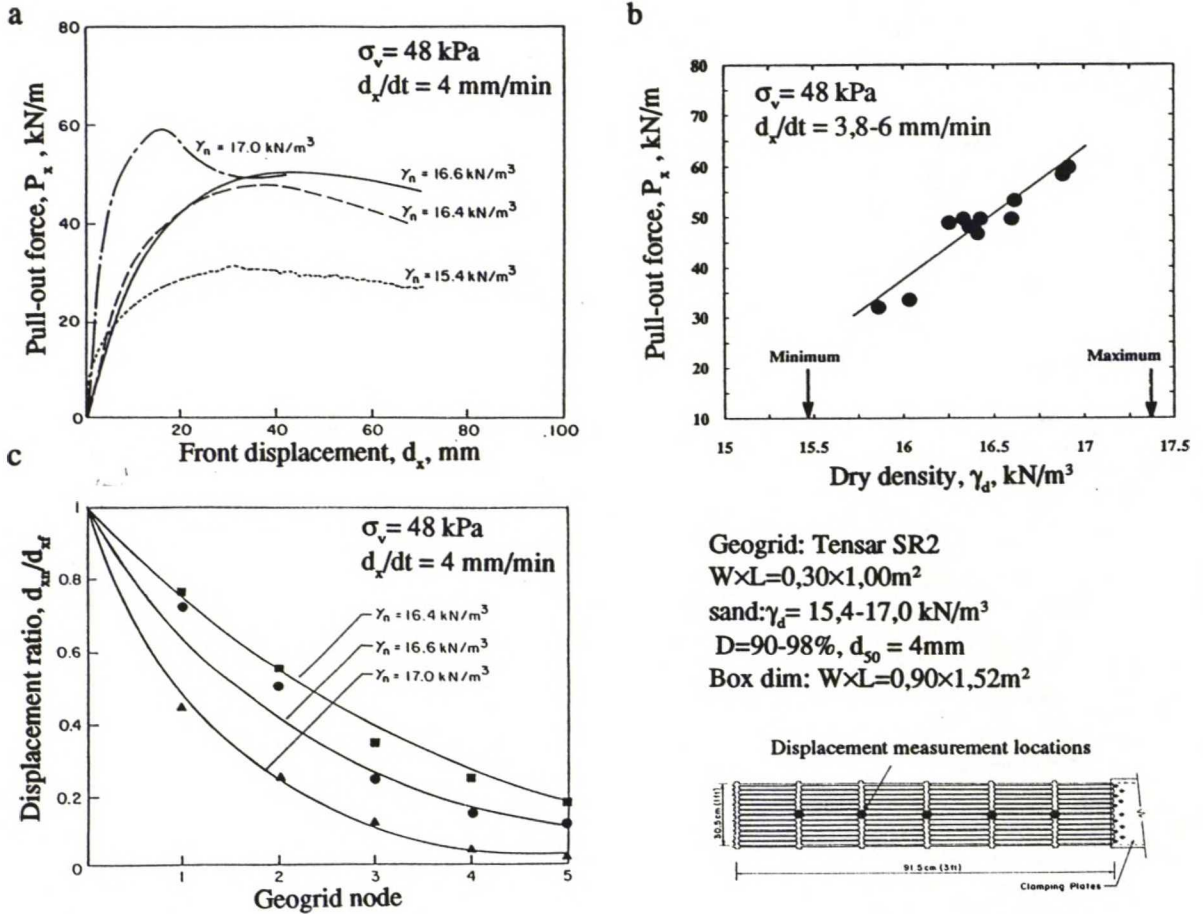
Maan tiiviys vaikuttaa merkittävästi maan ja vahvisteen rajapinnassa vaikuttavaan kitkaan. Vahvistetta ulosvedettäessä rajapinnan ympärillä oleva maa estää dilataatiota, jolloin maan ja vahvisteen rajapinnassa vaikuttava vertikaalijännitys kasvaa. Ympäröivän maan dilataatiota estävä vaikutus riippuu koetyypistä (siirtymä- tai voimaohjattu koe), koelaatikon dimensioista, maan tiiviystä ja vertikaalijännityksestä (Farrag et al 1993, s.151).

Farrag et al (1993, s.151) on tutkinut hiekan tiiviiden vaikutusta vahvisteverkon ankkurikapasiteettiin ulosvetokokeilla, joissa hiekan tiiviyttä on vaihdeltu, mutta vertikaalijännitys on pidetty vakiona (48 kPa). Hiekan suhteellinen tiiviys  $D_r$  oli 0,12, 0,50, 0,61 ja 0,81. Kuvassa 2.28a ja b on esitetty hiekan tiiviiden vaikutus ulosvetovoimaan ja vahvisteverkon Tensar SR2 siirtymiin. Ankkurikapasiteetti pienenee merkittävästi tiiviiden pienentyessä ja puristimen siirtymä kasvaa mitattuun ulosvetovoimaan verrattuna. Maan tiivistäminen mobilisoi maan sivupaineen verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten, jolloin ulosvetovastus kasvaa ja verkon siirtymät pienenevät ja keskittyvät verkon etuosaan kuvan 2.28c mukaisesti. Löyhässä hiekassa siirtymät jakaantuvat tasaisemmin pitkin verkkoa ja verkon venymät ovat pienempiä.

Kutara et al (1988, s.119-120) on myös tutkinut ulosvetokokeella hiekan tiiviiden vaikutusta vahvisteverkon Tensar SR2 ankkurikapasiteettiin sekä puristimen ja verkon siirtymiin

kolmella eri vertikaalijännityksellä ( $\sigma_v=20, 40$  ja  $80$  kPa). Koetulokset on esitetty kuvassa 2.32. Tiiviyden vaikutukset ankkurikapasiteettiin ja siirtymiin vahvisteissa ovat hyvin samansuuntaisia kuin Farrag et al (1993) kokeissa.

Edellä esitetty havainnot tiiviyden vaikutuksesta vahvisteverkon ankkurikapasiteettiin ja siirtymiin pätevät todennäköisesti myös vahvistekankaalle.



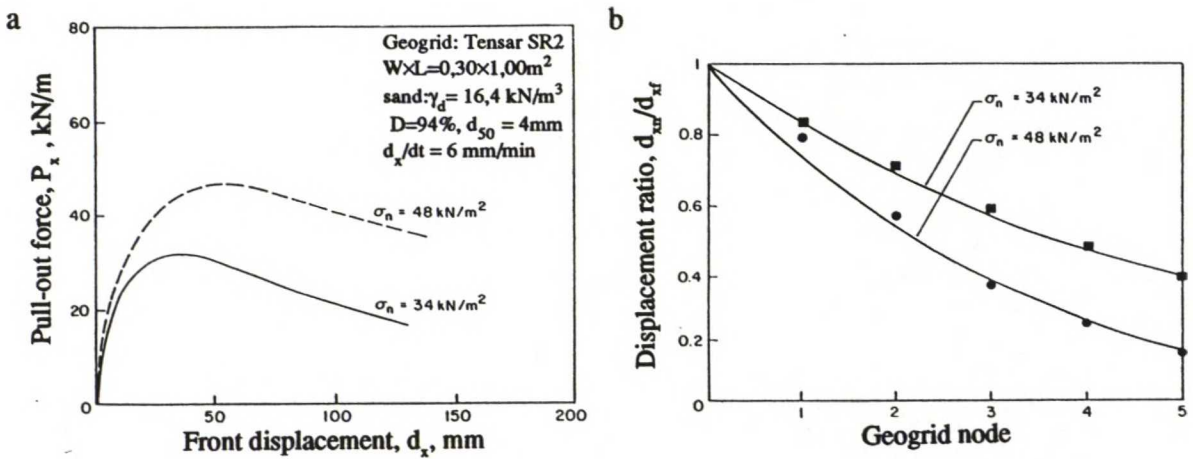
Kuva 2.28 Ulosvetokoe. Hiekan tiiviyden vaikutus vahvisteverkon Tensar SR2: a) Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhteeseen. b) Verkon ankkurikapasiteettiin. c) Poikkisuuntaisten vetoelementtien ja puristimen siirtymiin (Farrag et al 1993, s. 151).

#### 2.4.7 Vertikaalijännityksen vaikutus vahvisteen ankkurikapasiteettiin, siirtymiin ja muodonmuutoksiin

Edellä luvussa 2.4.5 on myös käsitelty vertikaalijännityksen vaikutusta vahvisteen ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen  $\mu_{bn}$  ja puristimen siirtymän vuorosuhteeseen vertailtaessa eri tyyppisten vahvisteen ankkurointia (kuva 2.27).



Vahvisteen ja maan rajapinnassa vaikuttavalla vertikaalijännityksellä on huomattava vaikutus rajapinnan kitkaominaisuuksiin. Farrag et al (1993, s.151-153) tutki vertikaalijännityksen ( $\sigma_v=34$  ja  $48$  kPa) vaikutusta vahvisteverkon Tensar SR2 ankkurikapasiteettiin ja verkon siirtymiin. Vertikaalijännityksen kasvu lisää ankkurikapasiteettia kuvan 2.29a mukaisesti. Pienemmällä vertikaalijännityksellä ankkurivoima mobilisoituu tasaisemmin pitkin vahvistetta kuin suuremmalla vertikaalijännityksellä, jolloin suurin osa siirtymistä ja leikkausvastuksesta kehittyy lähelle puristinta kuvan 2.29b mukaisesti. Niinpä suuremmalla vertikaalijännityksellä tietyn ulosvetovoiman ankkuroimiseksi vaadittava vahvisteen pituus on luonnollisesti lyhyempi kuin pienemmällä vertikaalijännityksellä.

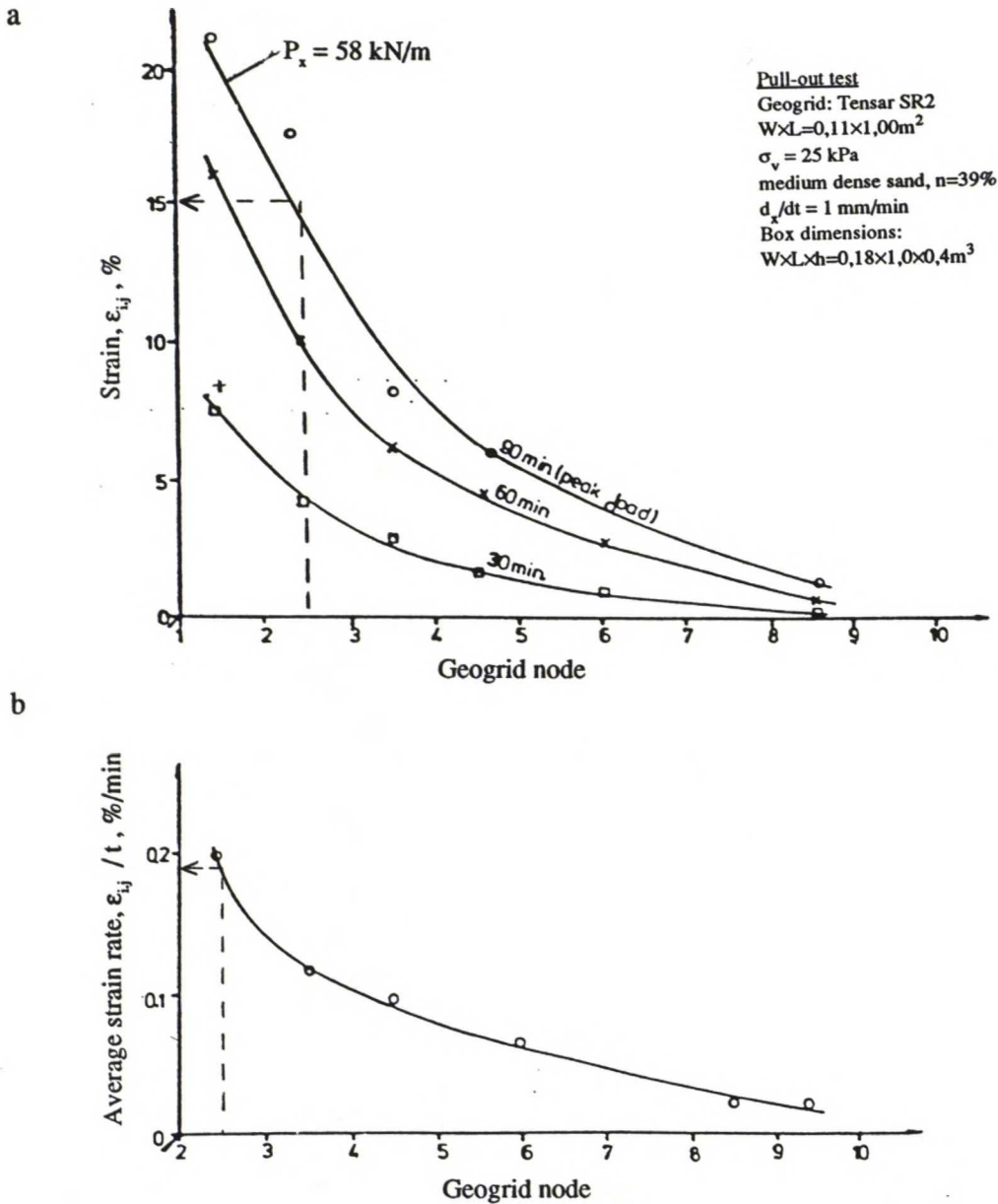


Kuva 2.29 Vertikaalijännityksen vaikutus: a Ulosvetovoimaan. b Poikkisuuntaisten vetoelementtien ja puristimen siirtymien väliseen vuorosuhteeseen (Farrag et al 1993, s. 154).

McGown et al (1982, s.796-798) tutki normaali-jännityksen vaikutusta mm. kudotun ploypropyleeni vahvistekankaan murtolujuuteen ja muodonmuutos ominaisuuksiin ilmassa ja rakeisessa väliaineessa normaali-jännityksellä  $100 \text{ kPa}$  kuormitusnopeudella  $2\%/min$  lämpötilassa  $20^\circ\text{C}$ . Hänen mukaansa ko. vahvistekankaan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin normaali-jännitys ei vaikuta.

Yeo (1985, s.89-90, E2-E3) tutki vahvisteverkon Tensar SR2 muodonmuutoksia ulosvetokokeessa keskitiiviissä hiekassa ( $n = 39\%$ ) vertikaalijännityksellä  $25 \text{ kPa}$  lämpötilassa  $+20^\circ\text{C}$ . Lisäksi hän teki vetokokeita ilmassa eri koenopeuksilla samalla verkolla samassa lämpötilassa. Ulosvetokokeessa mitatun suhteellisen muodonmuutoksen ja mittausalueen etäisyys puristimesta -suhde on esitetty kuvassa 2.30a. Kuvassa ylin kuvaaja esittää suurinta ulosvetovoimaa vastaavia suhteellisia muodonmuutoksia vahvisteessa. Kuvassa 2.30b on esitetty tyypillinen muodonmuutosnopeuden jakauma pitkin vahvistetta. Ilmassa tehtyjen vetokokeiden koenopeuden vaikutus vahvisteessa vaikuttavan vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhteeseen on esitetty kuvassa 2.31.



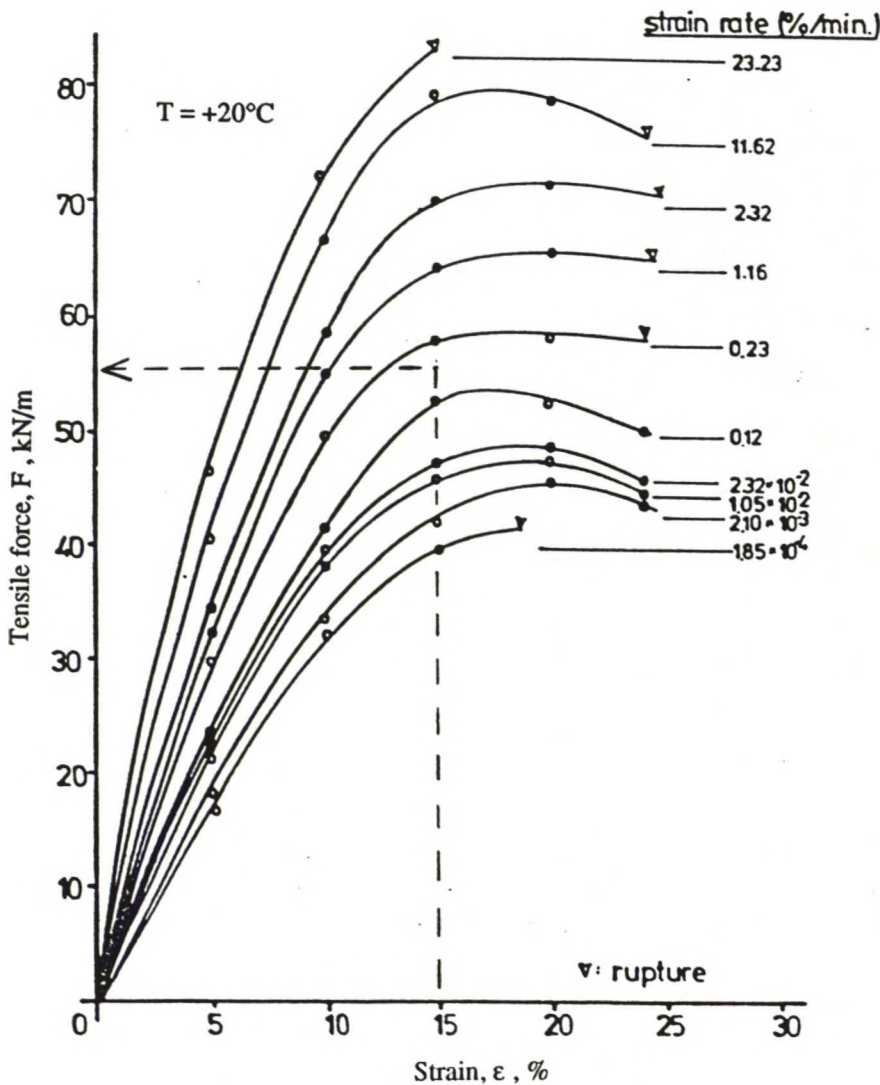


Kuva 2.30. Ulosvetokoe. a Suhteelliset muodonmuutokset vahvisteverkossa Tensar SR2.  
b Tyypillinen muodonmuutosnopeus pitkin vahvisteverkkoa, puristimen siirtymänopeudella 1 mm/min (Yeo 1985, fig.E7-E9).

Yeon (1985) esittämien kuvien 2.30 ja 2.31 avulla on vertailtu verkon suhteellisia muodonmuutoksia toisen ja kolmannen poikkisuuntaisen vetoelementin välillä seuraavasti: Kuvasta 2.30a on katsottu suhteellinen muodonmuutos toisen ja kolmannen vetoelementin välillä ( $\epsilon_{23} \approx 15 \%$ ) ja kuvasta vastaava 2.30b muodonmuutosnopeus ( $\epsilon_{23} / t \approx 1,9 \%$ /min). Näiden arvojen avulla katsotaan kuvan 2.31 pystyakselilta vastaava vetovoima vahvistees-  
sa ( $P \approx 55 \text{ kN/m}$ ). Jos oletetaan, että vahvisteen suurimmasta ulosvetovoimasta ( $P_{x\max} \approx 58 \text{ kN/m}$ ) on osa siirtynyt vahvistee-  
sta maahan tarkasteluvälillä 2-3, vastaavat nämä ilma-  
ja paineenalaisessa vahvistee-  
ssa vaikuttavat vetovoimat toisiaan. Tarkastelu on tehty lä-

heltä puristinta, koska vahvisteessa vaikuttava aksiaalinen vetovoima on kohtuullisen lähellä puristimesta mitattua voimaa. Kauempana voima jouduttaisiin arvioimaan.

Tällä hyvin karkealla tarkastelutavalla voitaneen päätellä, että verkon suhteelliset muodonmuutokset ilmassa ja maan sisällä ovat samaa suuruusluokkaa eli verkon muodonmuutosmoduuli ei juurikaan muutu hiekan sisällä vertikaalijännityksellä 25 kPa. Edellä esitetty tarkastelu osoittaa myös sen, että ulosvetokokeessa mitatuista vahvisteiden muodonmuutoksista voidaan päätellä vahvisteessa vaikuttava vetovoima jos tiedetään vahvisteiden muodonmuutosnopeus ja ko. vahvisteiden vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde eri muodonmuutosnopeuksilla.



Kuva 2.31 Vetokoe. Koenopeuden vaikutus vahvisteverkossa Tensar SR2 vaikuttavan vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhteeseen lämpötilassa  $+20^\circ\text{C}$  (Yeo 1985, fig. 4.28).



#### 2.4.8 Kuormitusnopeuden vaikutus vahviteen ankkurikapasiteettiin, siirtymiin ja muodonmuutoksiin

Vahvisteiden ankkurointia on yleensä tutkittu siirtymäohjatuilla lyhytaikaisilla kokeilla. Pitkäaikaisia ulosvetokokeita ei juurikaan ole tehty. Ulosvetonopeuden vaikutusta lyhytaikaisessa siirtymäohjatussa ulosvetokokeessa on esitelty luvussa 3.2.7 lähinnä oikean koenopeuden kannalta (ulosvetonopeus 2-20 mm/min).

Kutara et al (1988, s.117-119) on tutkinut pitkäaikaisilla portaittaisesti kuormitetuilla ulosvetokokeilla ja lyhytaikaisilla siirtymäohjatuilla kokeilla kuormitusajan vaikutusta vahvisteverkon Tensar SR2 ankkurikapasiteettiin löyhässä ( $D_r=0,20$ ) ja keskitiiviissä hiekassa ( $D_r=0,65$ ) vertikaalijännityksellä 20-80 kPa. Lyhytaikaisissa kokeissa puristimen siirtymänopeus oli 1mm/min. Pitkäaikaisissa kokeissa ulosvetovoimaa nostettiin 5 kN/m kerrallaan ja kunkin kuormitusportaan annettiin vaikuttaa noin 12 h eli kuormituksen kokonaiskesto-aika oli enintään noin 4 vuorokautta laskettuna kuvasta 3.32b. Kuvassa 2.32a ja b on esitetty ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde lyhyt- ja pitkäaikaisissa kokeissa keskitiiviillä ja löyhällä hiekalla.

Synteettistä geovahvistetta ulosvedettäessä muodostuu suuria siirtymiä ja venymiä. Kuvassa 2.32c on esitetty siirtymäohjatussa kokeessa mitatut poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymät ulosvetovoimalla  $P_x=30$  kN/m. Kuvassa 2.32d on esitetty pitkäaikaisessa kokeessa mitatut poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymät ulosvetovoimalla 30 kN/m. Siirtymät lähellä puristinta lyhyt- ja pitkäaikaisissa kokeissa eroavat toisistaan huomattavasti niin löyhässä kuin keskitiiviissäkin hiekassa. Molemmissa kokeissa siirtymät ovat suuria lähellä puristinta ja pienenevät kauempana puristimesta. Kauempana puristimesta siirtymät ovat samaa suuruusluokkaa siirtymäohjatuissa ja pitkäaikaisissa kokeissa. Kuvista voidaan myös havaita, että siirtymät vahvisteessa ovat riippuvaisia maan tiiviyydestä ja vertikaalijännityksestä (Kutara et al 1988, s.119-120).

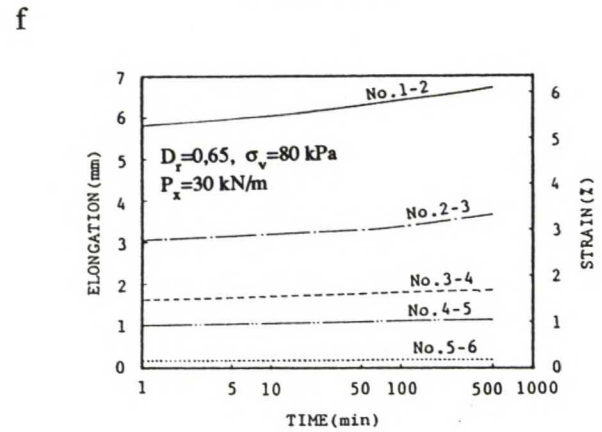
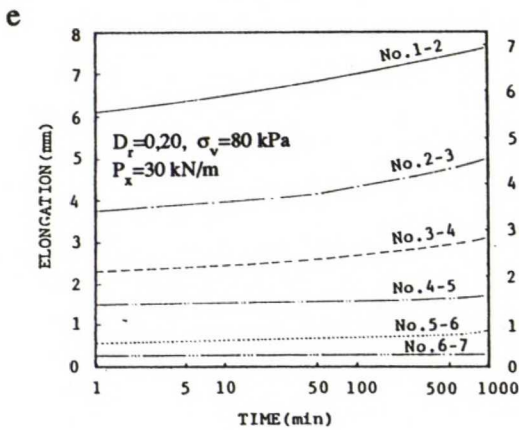
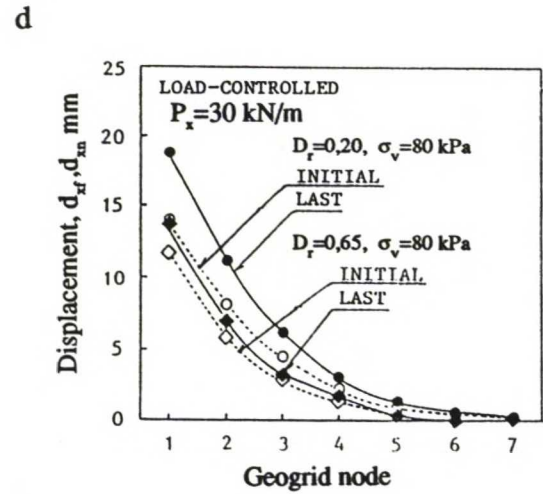
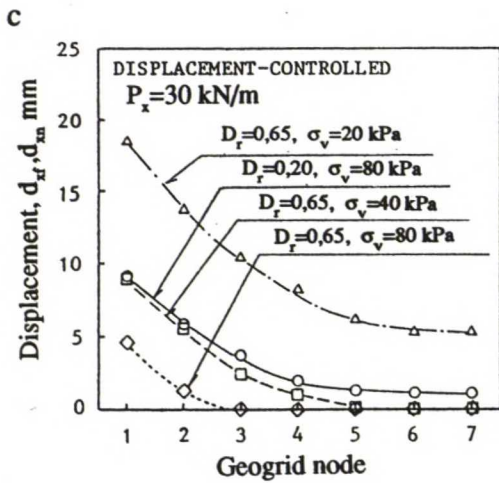
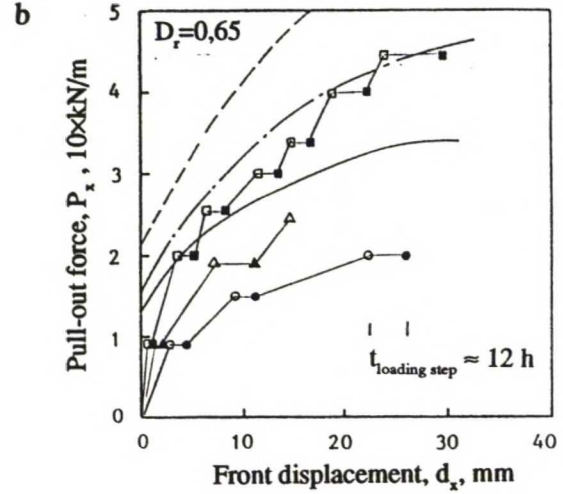
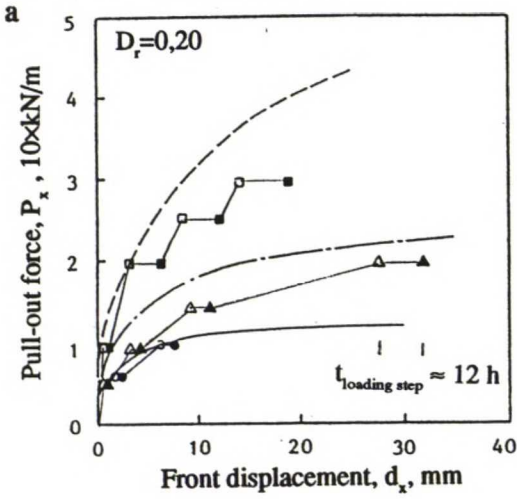
Verrattaessa siirtymäohjattuja ja pitkäaikaisia kokeita havaitaan, että löyhällä hiekalla molemmissa koetyypeissä ulosvetovoima ja siirtymät vastaavat hyvin toisiaan. Tiiviimmällä hiekalla pitkäaikaisessa ulosvetokokeessa siirtymät ovat huomattavasti suurempia kuin siirtymäohjatussa kokeessa samalla ulosvetovoimalla (Kutara et al 1988, s.119-120).

Pitkäaikaisissa kokeissa havaittiin siirtymien kasvavan ajassa saman kuormitusportaan vaikuttaessa kuvien 2.32 e ja f mukaisesti. Kaikissa siirtymänmittauspisteissä, joissa siirtymät olivat suuria, havaittiin myös suuria lisäsiirtymiä kuormituksen vaikuttaessa pidemmän aikaa. Vahviteen takapäässä siirtymät olivat pieniä eikä niiden havaittu kasvavan ajassa. Alue jolla tapahtuu lisäsiirtymiä ajassa on rajoitettu vahviteen etuosaan. Tästä voidaan päätellä, että pitkän ajan kuluessa tapahtuvat siirtymät aiheutuvat vahvisteverkon valmistusmateriaalin virumasta hiekassa eikä maan ja vahviteen rajapinnassa vaikuttavan leikkauslujuuden pitkäaikaisominaisuuksista. Jos vahvisteverkko ankkuroi tietyn voiman lyhytaikaisessa kokeessa, niin se ankkuroi sen myös pitkäaikaisessa kokeessa ellei vahvisteen myötörajaa ylitetä (Kutara et al 1988, s.120-121).



Geogrid: Tensar SR2  
 $W \times L = 0,40 \times 0,70 \text{ m}^2$   
 sand:  $D_r = 0,20$ ,  $d_{50} = 0,16 \text{ mm}$   
 $d_x/dt = 1 \text{ mm/min}$   
 Box dim:  $W \times L = 0,60 \times 1,20 \text{ m}^2$

$\sigma_v$ kPa	Displacement- controlled	Load- controlled Initial	Last
20	—	○	●
40	- - -	△	▲
80	- - - -	□	■



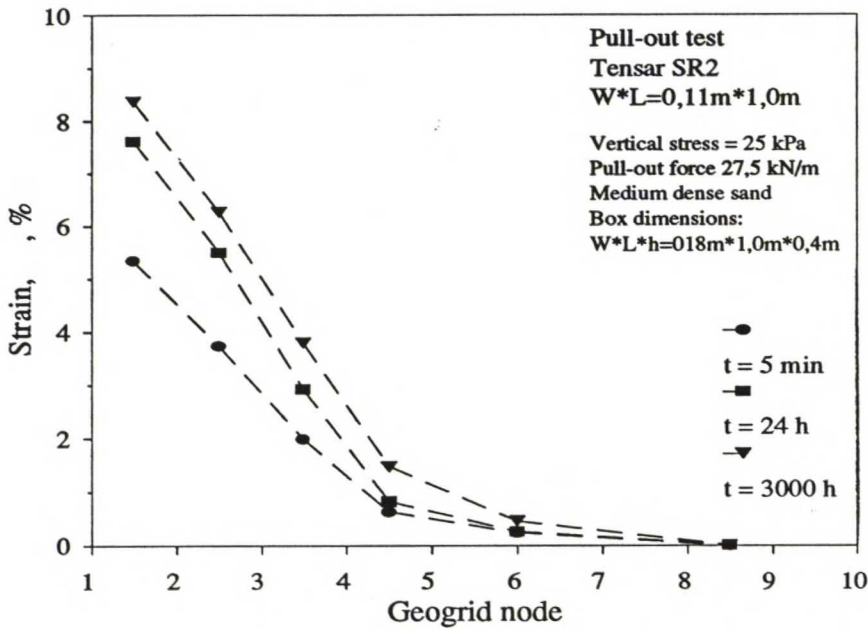
Kuva 2.32 Ulosvetokoe. Vahvisteverkon Tensar SR2 ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde lyhytaikaisessa ja pitkäaikaisessa kokeessa: a löyhässä ja b keskitiiviissä hiekassa. Poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymät ulosvetovoimalla 30 kN/m: c lyhyt- ja d pitkäaikaisessa kokeessa. Poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymät ja verkon suhteelliset muodonmuutokset ajassa: e löyhässä ja d tiiviissä hiekassa (Kutara et al 1988, s.119-121).

Yeo (1985, s.E1-E6) teki yhden 125 vuorokautta kestäneen ulosvetokokeen vahvisteverkolla Tensar SR2 vakio ulosvetovoimalla 27,5 kN/m keskitiiviissä hiekassa ( $n=39\%$ ) vertikaalijännityksellä 25 kPa. Kuvassa 2.33b on esitetty puristin, laatikon etuseinä ja verkko sivulta. Lisäksi on esitetty siirtymän mittauspisteet ja alueet, joilla suhteelliset muodonmuutokset on laskettu. Suhteelliset muodonmuutokset on esitetty taulukossa 2.5 kuormitusajan funktiona. Suhteelliset muodonmuutokset on esitetty myös kuvassa 2.33a kuormitusajalla 5 min, 1 d ja 125 d. Tulokset vastaavat hyvin edellä esitettyjä Kutaran (1988) havaintoja eli lyhytaikaiseen kokeeseen verrattuna suuret vahvisteen etupään siirtymät pitkäaikaisessa kokeessa aiheutuvat vahvisteverkon virumasta.

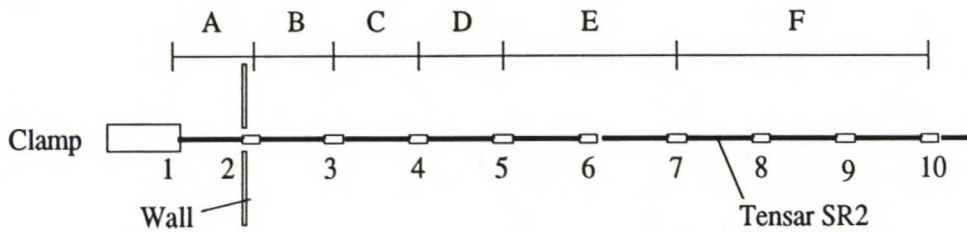
**Taulukko 2.5 Pitkäaikainen ulosvetokoe. Vahvisteverkon Tensar SR2 suhteelliset muodonmuutokset kuormitusajan funktiona. Keskitiiviissä hiekka, vertikaalijännitys 25 kPa, lämpötila +20°C ja ulosvetovoima 27,5 kN/m (Yeo 1985, table E1).**

Section Time, h	Strain, $\epsilon_{ii}$ , %					
	A 1 - 2	B 2 - 3	C 3 - 4	D 4 - 5	E 5 - 7	F 7 - 10
1 / 12	5,34	3,73	1,99	0,63	0,24	-
1 / 2	6,22	4,42	2,28	0,70	0,24	-
1	6,44	4,75	2,28	0,77	-	-
10	7,24	5,17	2,56	0,77	0,25	-
24	7,61	5,50	2,92	0,82	0,26	-
50	7,93	5,63	2,93	0,91	0,28	-
100	8,03	5,84	2,93	0,97	-	-
500	8,23	6,00	3,24	1,17	0,31	-
1000	8,28	6,08	3,45	1,26	0,33	-
2000	8,31	6,25	3,47	1,33	0,41	-
3000	8,37	6,27	3,80	1,48	0,46	-

a



b



**Kuva 2.33 Pitkäaikainen ulosvetokoe. a Vahvisteverkon Tensar SR2 suhteelliset muodonmuutokset kuormitusajan funktiona. Keskitiivis hiekka,  $\sigma_v = 25$  kPa,  $T = +20^\circ\text{C}$  ja  $P_x = 27,5$  kN/m (Yeo 1985, s.E2-E3, table E1).**



### 3. KOEMENETELMÄT

#### 3.1 Muunnettu rasialeikkauskoe

##### 3.1.1 Rasialeikkauskoelaitteiston valintaan vaikuttavia tekijöitä

Vahvistemaarakenteessa vahvisteiden ja maan rajapinnan ominaisuuksien tutkimiseen soveltuvat koemenetelmät ja niiden käyttökohteet on esitelty luvussa 2.4.1. Tässä työssä käsitellään kuvan 2.20c mukaista muunnettua rasialeikkauskoemenetelmää, joissa vahviste on leikkauspinnan suuntaisesti, ja kuvan 2.20d mukaista ulosvetokoemenetelmää. Työssä ei käsitellä kuvan 2.20b mukaista rasialeikkauskoemenetelmää, jossa vahviste on kallistettu leikkaustasoon nähden.

Muunnetulla rasialeikkauskokeella tutkitaan maan ja vahvisteiden välistä kitkaa maan liukuessa pitkin vahvisteiden ja maan rajapintaa kuvan 2.19 A mukaisesti. Kokeessa mitataan aina leikkausvoima, vertikaalivoima ja horisontaalisiirtymä. Yleensä kokeessa mitataan myös kuormituslevyn vertikaalisiirtymä.

Vahvisteiden ja maan välisen kitkan määrittäminen muunnetulla rasialeikkauskokeella on jossain määrin paremmin "standardisoitu" kuin ulosvetokoe. Esimerkiksi Sarsby & Marshall (1983, s.1-29) ja Christopher & Holtz (1988, s.B-169 - B-174) ovat esittäneet yksityiskohtaiset ohjeet vahvisteiden ja maan välisen kitkakulman määrittämiseksi muunnetulla rasialeikkauskokeella.

Muunnatussa rasialeikkauskokeessa vahviste asetetaan rasiaan leikkauspinnan suuntaisesti leikkauspinnalle ylä- ja alarasian rajalle. Koe voidaan suorittaa siten, että pelkästään vahvisteiden ylä- tai alapuolella on maata tai vahviste voi olla maakerrosten välissä. Ensimmäisestä koejärjestelystä Lentz & Pyatt (1988, s.48) käyttää nimitystä "modified direct shear test" ja toisesta koejärjestelystä "free shear test".

Ensimmäisen vaihtoehdon mukaisella koejärjestelyllä voidaan määrittää tasomaisen materiaalin, kuten vahvistekankaan ja maan välinen kitkakulma. Vahvistekangas kiinnitetään puiseen tai vastaavaan levyyn liimalla tai muulla menetelmällä siten, että vahvisteiden pinta on tasainen. Koemenetelmä soveltuu parhaiten melko hienorakeisten maalajien tutkimiseen. Useimmiten ylärasia on täytetty maalla ja usein alarasia on ylärasiaa suurempi, jolloin leikkauspinnan pinta-ala ei muutu kokeen aikana. Seuraavat tutkijat ovat käyttäneet tai esitelleet ko. koemenetelmää: Christopher & Holz (1988, s.2.84); Degoutte & Mathieu (1986, s.1251); Eigenbrod & Locker (1987, s.511); Gourc et al (1990, s.791); Makiuchi & Miyamori (1988, s.129) ja Mårtensson (1990, s.25).

Koemenetelmä, jossa vahvisteiden ylä- ja alapuolella on maata, mahdollistaa rakeiden tunkeutumisen verkon aukkojen läpi. Koemenetelmällä pystytäänkin tutkimaan lähes kaiken tyyppisten vahvisteen ja maalajien välistä kitkaa. Lisäksi on mahdollista käyttää eri maalajeja ylä- ja alarasiassa. Alarasiassa tarkoitetaan tässä tarkastelussa rasiaa, johon

vahviste on kiinnitetty. Jos käytetään eri maalajeja vahvisteen ylä- ja alapuolella on parempi asettaa alarasiaan maa, jolla vahviste ja maan välinen kitkakulma on suurempi. Muutoin vahvisteeseen muodostuu ylimääräistä venymää ja jännitystä, jolloin tulokset saattavat olla virheellisiä.

Alarasia täytetään siten, että maan pinta on hienorakeisella maalla 1 mm tai karkeampirakeisella maalla  $0,5 \times d_{85}$  mm yli rasian reunojen ja vahviste asetetaan tiiviisti maata vasten. Ylä- ja alarasian väli tulee olla alarasian maan pinnan ja reunojen erotus lisättynä vahviste paksuus (Christopher & Holtz 1988, s.B-169). Sarsby & Marshall (1983, s.17) esittävät, että vahvisteverkko asetettaisiin alarasian yläreunan tasalle maakerroksen pinnalle. Ylä- ja ala rasian he täyttivät ja tiivistivät kahdessa kerroksessa ( $h \approx 40$  mm). Seuraavat tutkijat ovat käyttäneet tai esitelleet rasialeikkauskoemenetelmää, jossa vahviste on maakerrosten välissä: Burkhardt & Saathoff (1985, s.1), Eigenbrod & Locker (1987, s.511), Mårtensson (1990, s.25), Partenscky & Saathoff (1985, s.1), Sarsby & Marshall (1983, s.13), Sentko & Becker (1987, s.3) ja Rowe et al (1987, s.1.49).

Muunnetun rasialeikkauskokeen tutkimusrasian koolla on suuri merkitys, koska liian pienessä rasiassa rajapintojen vaikutus korostuu. Kirkpatrick & Yanikian (1975) ovat esittäneet seuraavaa kritiikkiä pienestä  $60 \times 60$  mm<sup>2</sup> standardi rasialeikkauskojeesta maan ja vahviste välillä kitkaa tutkittaessa: pieni maan ja vahviste välisen kosketuspinta, kitkan kehittyminen maan ja ylärasian sivujen välille ja ylärasian alareunojen hankauksesta tai rakeiden kiilautumisesta ylä- ja alarasian väliin aiheutuva leikkausvastus. Nämä ongelmat korostuvat erityisesti pienillä normaalijännityksillä (Yeo 1985, s.27).

Jewell & Wroth (1987, s.60) suosittelevat, että rasian pituuden ja keskimääräisen raekoon suhde tulisi olla vähintään viisikymmentä ( $L/d_{50} > 50$ ), jotta kokeessa olisi riittävä määrä rakeita. Kirjallisuuden mukaan yleisimmin käytetty muunnetun rasialeikkauskoelaitteiston koko on ollut noin  $300 \times 300$  mm<sup>2</sup>. Lisäksi tutkittaessa vahvisteverkkoja on rasian oltava riittävän suuri, jotta riittävän monta verkon kone- ja poikkisuuntaista vetoelementtiä mahtuisi rasiaan.

Suosittelavasta leikkausnopeudesta on kirjallisuudessa hyvinkin paljon toisistaan poikkeavia arvoja. Christopher & Holtz (1988, s.B-173) suosittelee leikkausnopeudeksi 0,05 mm/min. Sarsby & Marshall (1983, s.22) käyttivät leikkausnopeutta 0,6 mm/min. Myles (1982) on tutkinut leikkausnopeuden vaikutusta maan ja geotekstiilin väliseen kitkaan muunnetulla rasialeikkauskokeella leikkausnopeuksilla 10-75 mm/min. Hänen kokeissaan nopeudella oli vähän vaikutusta kitkan suuruuteen (Farrag et al 1993, s.137). Suositeltavaan leikkausnopeuteen vaikuttaa luonnollisesti rasian koko.

### 3.1.2 TKK:n muunnettu rasialeikkauskoelaitteisto ja kokeen suoritus

Vahvistekankaan ja maan välistä kitkaa tutkittiin kuvan 3.1 mukaisella suurella Leonard Farnell & Co, Ltd valmistamalla rasialeikkauskoelaitteistolla. Ainostaan vahviste al-



puolella oli maata, joten koemenetelmällä ei pystytty tutkimaan vahvisteverkon ja maan välistä kitkaa. Rasian mitat olivat  $W \times L \times h = 305 \times 305 \times 167 \text{ mm}^3$ , alarasian korkeus oli 80 mm ja ylärasian 87 mm (kuva 3.2). Pohjan ja kuormituslevyn ulokkeiden mitat olivat  $W \times h = 10 \times 5 \text{ mm}^2$ .

Rasialeikkauskokeissa mitattiin leikkausvoima  $P_x$ , vertikaalivoima  $P_y$ , alarasian horisontaalisiirtymä  $d_x$  ja kuormituslevyn vertikaalisiirtymä  $d_y$ . Leikkausvoima mitattiin Tokyo Sokki Kenkyujo Co, Ltd:n valmistamalla 1 t:n voima-anturilla CLP1. Anturi oli kiinnitetty ylärasian kiinnityskehän ja vastakappaleen väliin kuvan 3.1 mukaisesti. Vertikaalivoima mitattiin Geonor A/S:n valmistamalla 3000 kp:n voimarenkaalla, joka oli sijoitettu kuormituskehän ja -levyn väliin. Horisontaali ja vertikaalisiirtymä mitattiin Mitutoyo Corporationin valmistamilla digitaalisilla mittakelloilla IDF-1050, joiden mitta-alue oli 0-50 mm. Horisontaalisiirtymä mitattiin alarasian lavetin seinästä. Vertikaalisiirtymä mitattiin kuormituskehän päältä.

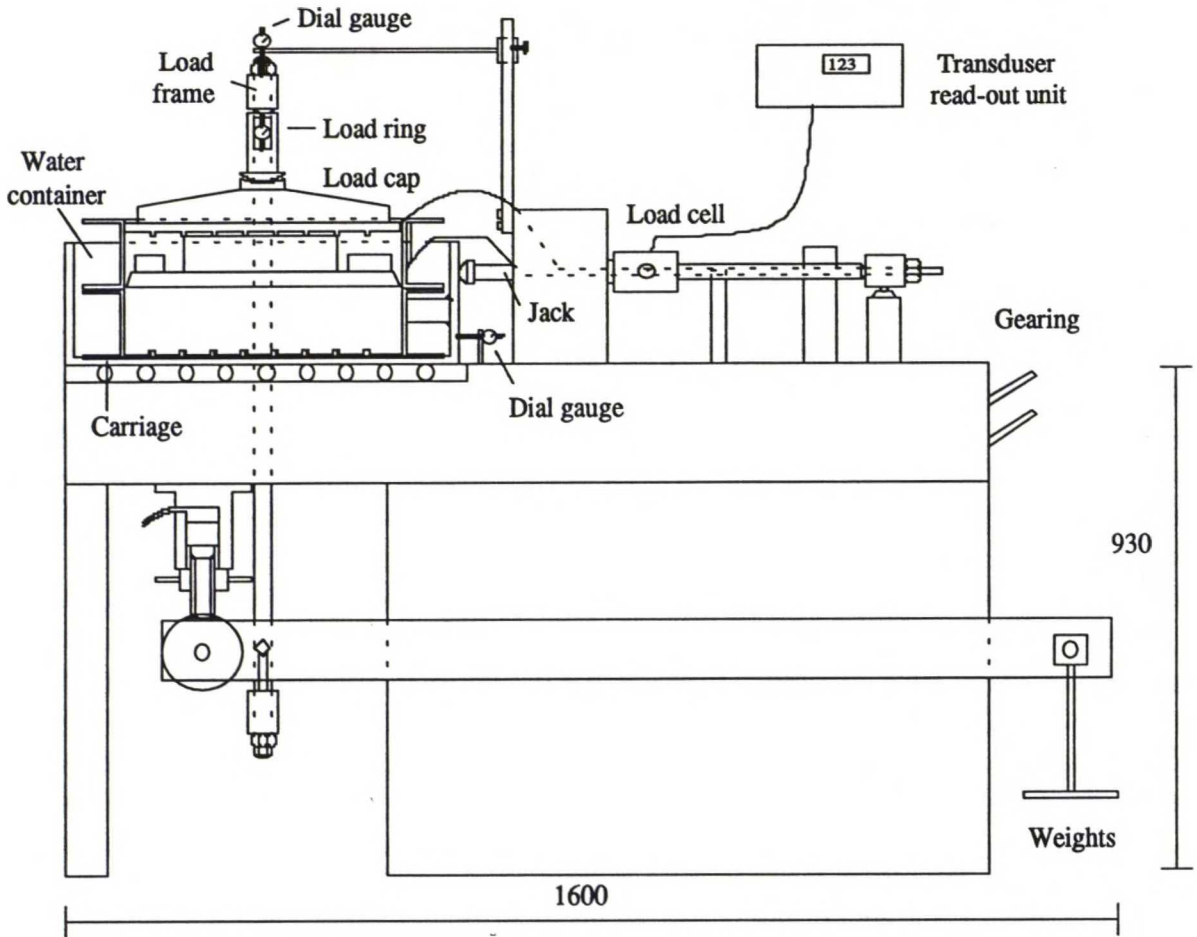
Kaikki mittaukset luettiin manuaalisesti. Leikkaus- ja vertikaalivoima luettiin 0,01 kN:n tarkkuudella. Horisontaali- ja vertikaalisiirtymät luettiin 0,01 mm:n tarkkuudella. Kokeet tehtiin tasaisella leikkausnopeudella 0,5 mm/min. Mittaukset tehtiin 0,2 mm:n siirtymäväleihin kunnes suurin leikkausvoima saavutettiin, jonka jälkeen mittauksia jatkettiin 0,5 mm:n välein. Kokeita jatkettiin yleensä 20 mm:n siirtymään saakka. Rasialeikkauskoelaitteiston mahdolliset siirtymänopeudet olivat 0,017 - 2,0 mm/min.

Maan sisäinen ja vahvisteen ja maan välinen kitkakulma määritettiin muunnetulla rasialeikkauskokeella kolmella eri maalajilla: Ojakkalan hiekka ( $w=0,2 \%$ ), Kevytsora ks 20 (4-10 mm,  $w=2,0 \%$ ) ja kalliomurske 0-12 mm (cr 0-12,  $w=2,0-2,7 \%$ ). Muunnetulla rasialeikkauskokeella määritettiin myös kevytsoran ks 50 (4-20 mm,  $w=0,2 \%$ ) sisäinen kitkakulma. Suluissa on esitetty maan vesipitoisuus. Ainoastaan Ojakkalan hiekalla kokeita tehtiin eri tiiviyksillä. Rasialeikkauskoeohjelma pelkällä maalla on esitetty taulukossa 4.9 ja taulukossa 4.12 on esitetty koeohjelma vahvisteen ja maan välisen kitkakulman määrittämiseksi.

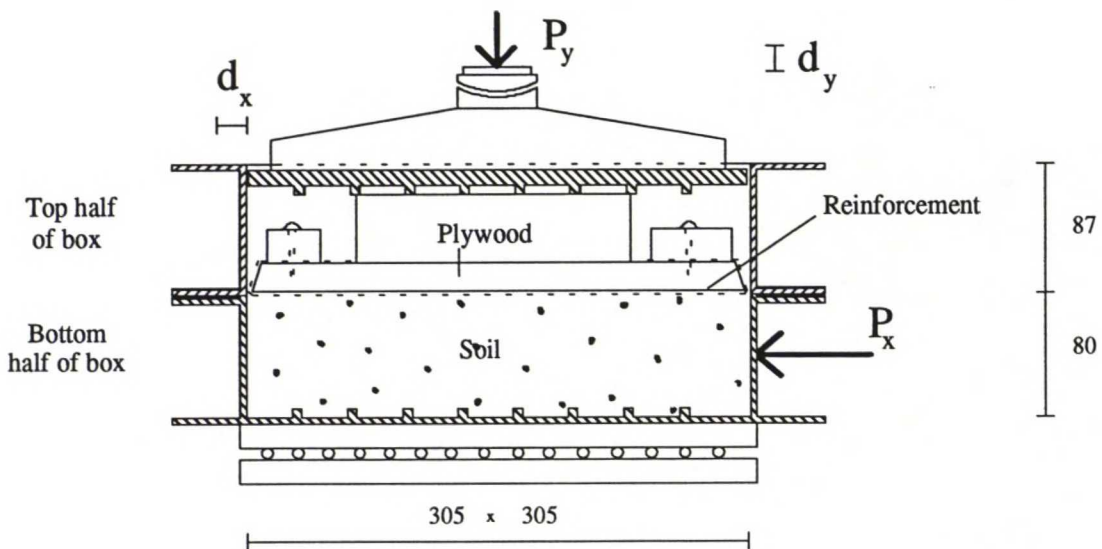
Ojakkalan hiekalla tehdyissä rasialeikkauskokeissa vertikaalijännitykset olivat 25, 50, 100 ja muutamassa kokeessa 200 kPa, kalliomurskeella 0-12mm vertikaalijännitykset olivat 25, 50 ja 100 kPa ja kevytsoralla ks 20 vertikaalijännitykset olivat 15, 30 ja 60 kPa.

Ennen rasian täyttämistä maalla ylä- ja alarasia kiinnitettiin toisiinsa pulteilla. Pelkällä maalla tehdyissä rasialeikkauskokeissa täytettiin rasia neljänä noin 40 mm:n kerroksena. Vahvistekankaan ja maan välistä kitkakulmaa määritettäessä alarasia täytettiin kahtena kerroksena. Kerrokset tiivistettiin noin  $300 \times 80 \text{ mm}^2$  jäykällä puulevyllä ja noin 1 kg:n kuminuijalla. Maan tiivistymistä tarkkailtiin punnitsemalla maa ja mittaamalla maan pinnan etäisyyttä ylärasian yläreunasta. Ylimmän kerroksen pinta tasattiin "sapluunalla" halutulle korkeudelle 0,5 mm:n tarkkuudella. Ojakkalan hiekka tiivistyi löyhään tilaan  $D=94 \%$  helposti ilman nuijan iskuja. Tehtäessä kokeita pelkällä maalla täytettiin rasia siten, että kuormituslevyn yläpinta oli ylärasian yläreunojen tasalla eli leikkauspinnan ja





Kuva 3.1 TKK:n muunnettu rasialeikkauskoelaitteisto. Leikkauspiirros sivulta.



Kuva 3.2 TKK:n muunnetun rasialeikkauskoelaitteiston leikkausrasia. Leikkauspiirros sivulta.

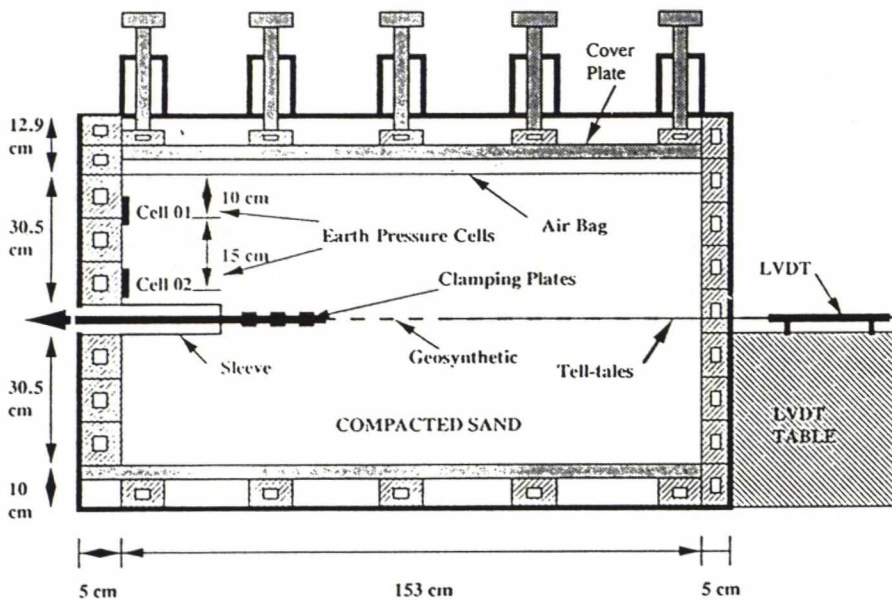
kuormituslevyn alareunan väli oli 75 mm. Muissa kokeissa alarasia täytettiin 1 tai 2 mm yli alarasian reunojen vertikaalijännityksestä riippuen.

Vahvistekangas kiinnitettiin leikkausrasian suuruiseen vanerilevyyn listoilla (kuva 3.2). Kangasta leikattiin aluksi "riittävän" suuri palanen, joka liimattiin päistään kuumaliimalla listoihin. Listat liimattiin kohtisuoraan testaussuuntaa vastaan. Liimauksen jälkeen vahvisteeseen toinen pää kiinnitettiin ruuveilla levyyn ja vahvisteseen vedettiin pieni tasainen jännitys puristimella ennen toisen pää kiinni ruuvaamista. Kangas kiinnitettiin levyyn suoraan testaussuuntaansa eli kiinnityslevy oli tarkasti loimien tai kuteiden suuntaisesti. Kiinnityslevyn levyiseksi kangas leikattiin polttamalla 250 W:n juotoskolvilla.

### 3.2 Ulosvetokoe ja koemenetelmän valintaan vaikuttavia tekijöitä

#### 3.2.1 Ulosvetokokeessa mitattavat suureet

Ulosvetokokeella tutkitaan vahvisteiden ankkurikapasiteettia maakerrosten välissä esimerkiksi kuvan 2.19 C tilanteessa. Ulosvetokolaitteiston periaate on esitetty kuvassa 3.3. Ulosvetokokeessa mitataan aina vahvisteiden ulosvetovoima ja puristimen siirtymä. Kehittyneemmissä laitteistoissa mitataan lisäksi siirtymiä vahvisteiden eri pisteissä tai vähintään vahvisteiden takapäin siirtymää. Joissakin ulosvetokolaitteistoissa mitataan lisäksi horisontaalijännityksiä koelaatikon etuseinästä ja vertikaalijännityksiä eri kohdista vahvisteiden läheltä. Dilataatiota on mitattu kuormituslevyn päältä tai suoraan maanpinnalta (Farrag et al 1993, s.139-142; Tensar Corporation 1984, s.5,17; Nimmesgern & Wichter, 1991 s.2; Bonczkiewicz et al, 1988, s.4-5).



Kuva 3.3 Ulosvetokolaitteisto. Leikkauskuva. (Farrag et al 1993, s. 141)

Ulosvetokokeilla lasimurskeessa on tutkittu jännitysten siirtymistä vahvisteesta rakeiseen maakerrokseen (photo-elastic technique) (Milligan et al 1990, s.747). Maapartikkeleiden ja vahviteen eri pisteiden pieniä siirtymiä on mitattu röntgentekniikalla (Schwab et al, 1977, s.106).

### 3.2.2 Näytteen leveys ja laatikon vaakamitat

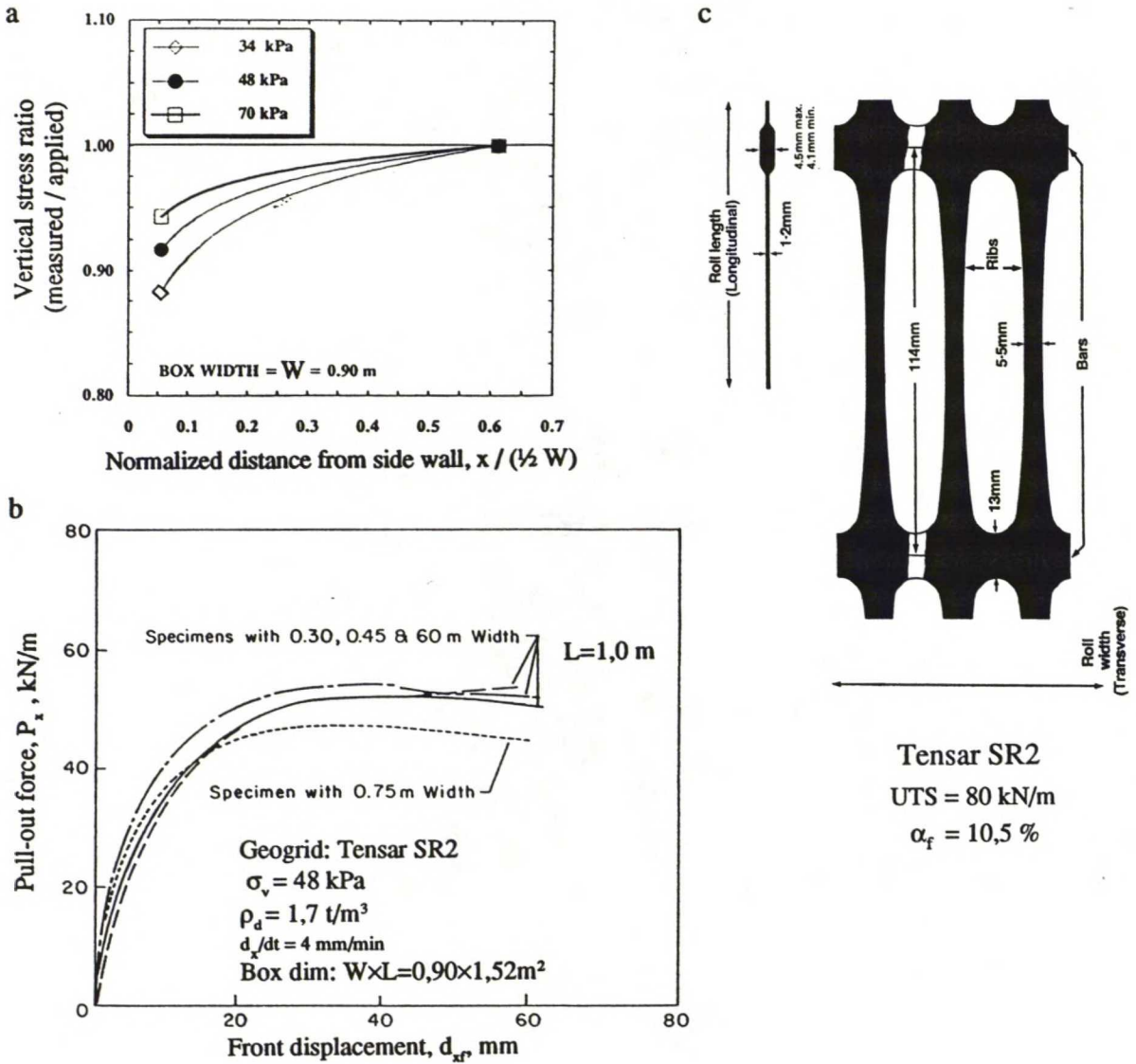
Seinäkitkan mobilisoituminen laatikon sivuseiniin voi vaikuttaa koetuloksiin ulosvetokokeessa. Osa maanpinnalla vaikuttavasta vertikaalijännityksestä voi myös siirtyä sivuseinien kantamaksi seinäkitkalla, jolloin vahviteen tasolla vaikuttava vertikaalijännitys pienenee. Tämä ilmiö korostuu lähellä sivuseiniä pienellä vertikaalijännityksellä kuvan 3.4a mukaisesti. Vahviteen leveys / laatikon leveys -suhde tulisi valita siten, että vahviteen ja sivuseinän välinen etäisyys on riittävän suuri, jolloin edellä mainitut ongelmat pienenevät. Jewell (1980) ratkaisi ongelman asentamalla laatikon seinille voidellut membraanit pienentämään seinäkitkaa (Farrag et al 1993, s.137). Seinäkitkan vaikutusta on pienennetty myös suihkuttamalla vettä laatikon seinille ennen vertikaalikuorman asettamista (Tensar Corporation 1984, s.9).

Farrag et al (1993, s. 144-146) tutki vahvisteverkon Tensar SR2 leveyden vaikutusta verkon ulosvetovoimaan. Koetulokset on esitetty kuvassa 3.4b. Suurin ulosvetovoima  $P_{xmax}$  metrin levyiselle vahvisteelle laskettuna vähenee selvästi koekappaleen leveyden kasvaessa 0,6 m:stä 0,76 m:in. Kokeet tehtiin kuvan 3.3 laitteistolla ( $W \times L \times h = 0,90 \times 1,52 \times 0,30$  m<sup>3</sup>). Tuloksista voidaan päätellä, että 0,15 m on riittävä etäisyys koekappaleen reunasta laatikon seinään tutkitulla vahvisteella, maan ja koelaitteiston yhdistelmällä. Riittävä etäisyys on luonnollisesti riippuvainen vahviteen leveys / laatikon leveys -suhteesta.

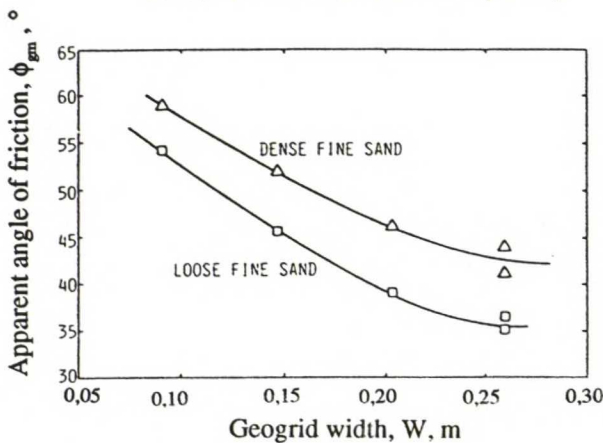
Lentz & Pyatt (1988, s.49, 54) tutki ulosvetokokeella vahvisteverkon Tensar SS2 leveyden vaikutusta verkon ja maan väliseen näennäiseen kitkakulmaan  $\phi_{gm}$ , joka on määritetty yhtälöllä 2.2a. Koelaitteiston mitat olivat:  $W \times L \times h = 0,29 \times 0,76 \times 0,10$  m<sup>3</sup>. Verkon dimensiot on esitetty kuvassa 4.3a. Verkon ulosvetosuunta oli verkon poikkisuunta. Verkon leveyden kasvaessa näennäinen kitkakulma pienenee kohden vakioarvoa kuvan 3.5 mukaisesti. Kuvan perusteella voitaneen olettaa, että näennäisen kitkakulman vakioarvo saavutetaan, kun verkon leveys on vähintään 300 mm. Käytetty koelaatikko on melko pieni, joten laatikon seinät ja ylä- ja alapinta saattavat vaikuttaa huomattavasti koetuloksiin.

Kirjallisuudesta ei löytynyt tutkimuksia, joissa olisi tutkittu vahvistekankaan leveyden vaikutusta ankkurikapasiteettiin. Todennäköisesti koetulokset vahvisteverkoilla on sovellettavissa myös ulosvetokokeisiin vahvistekankaalla.





Kuva 3.4 Ulosvetokoe. a Seinäkittikan vaikutus vahvisteen tasolla vaikuttavaan vertikaalijännitykseen. b Vahvisteverkon Tensar SR2 leveyden vaikutus verkon ankkurikapasiteettiin. c Vahvisteverkon Tensar SR2 dimensiot (Farrag et al 1993, s.16; Netlon Limited 1984, s.33)



Geogrid: Tensar SS2  
(Transverse direction)  
 $W \times L = 0.09 - 0.26 \times 0.75 \text{ m}^2$   
 $\sigma_v = 9 \text{ kPa}$   
sand:  $d_{50} = 0.35 \text{ mm}$ ,  $C_u = 1.86$   
 $\rho_{dmin} - \rho_{dmax} = 1.482 - 1.739 \text{ t/m}^3$   
Dense:  $Dr = 0.84 \pm 3 \%$ ,  $\phi_p = 39^\circ$   
Loose:  $Dr = 0.44 \pm 3 \%$ ,  $\phi_p = 34^\circ$   
 $d_x/dt = 2.5 \text{ mm/min}$   
Box dimensions:  
 $W \times L \times h = 0.29 \times 0.79 \times 0.10 \text{ m}^3$

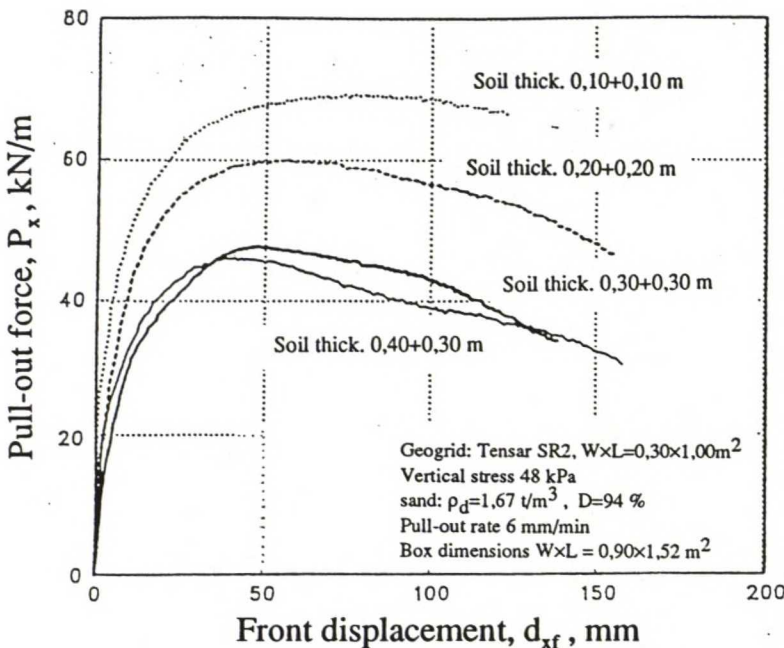
$$\tan \phi_{gm} = \tau / \sigma_v, \quad (\text{EQN. 2.2a})$$

Kuva 3.5 Ulosvetokoe. Vahvisteverkon Tensar SS2 leveyden vaikutus verkon ja maan väliseen näennäiseen kitkakulmaan (Lentz & Pyatt 1988, s.54).

### 3.2.3 Maakerroksen paksuuden ja kuormituslevyn jäykkyyden vaikutus

Jäykät rajapinnat näytteen ylä- ja alapuolella voivat vaikuttaa vahvisteen ankkurikapasiteettiin. Jäykät pinnat voivat kasvattaa vertikaalijännitystä vahvisteen ja maan rajapinnan lähellä, erityisesti jos maakerros on tiivis ja dilataatio on estetty. Lisäksi ylä- ja alarajapintojen ja maakerroksen välille voi kehittyä kitkaa, joka vaikuttaa ulosvetovoimaan (Farrag et al 1993, s.147).

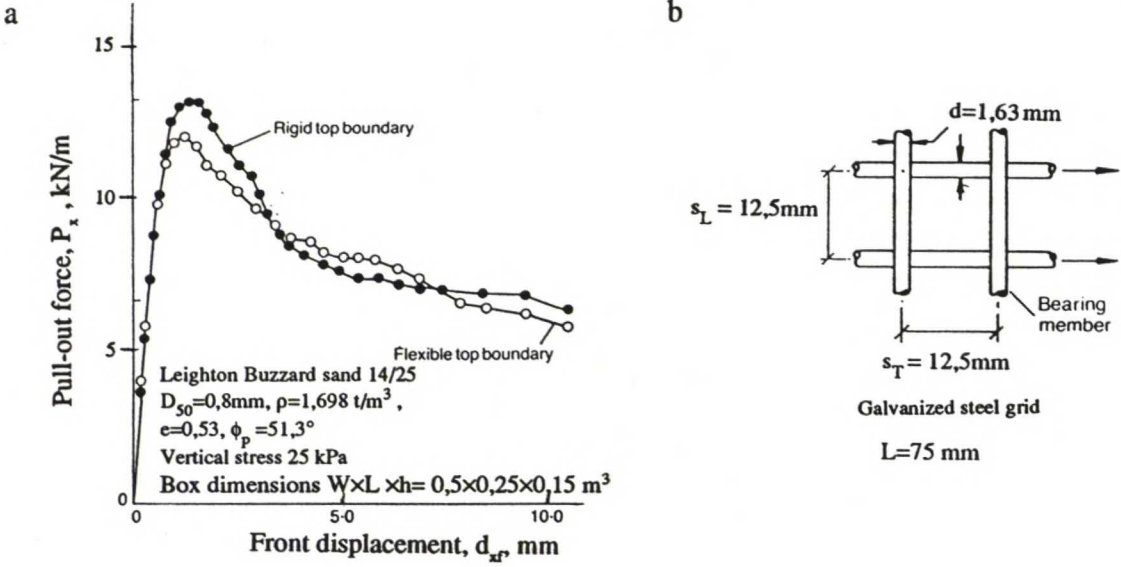
Farrag et al (1993, s.147-149) tutki vahvisteverkon Tensar SR2 ylä- ja alapuolisen maakerroksen paksuuden vaikutusta ulosvetovoimaan kuvan 3.3 koelaitteistolla. Maakerrosten paksuudet olivat 0,10+0,10 m, 0,20+0,20 m, 0,30+0,30 m ja 0,40+0,30 m (ala- + yläpuolinen maakerros). Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän suhde on esitetty kuvassa 3.6. Maakerroksen paksuuden pienetessä ulosvetovoima kasvaa kuvan 3.6 mukaisesti. Maakerroksen kasvaessa 0,30 m:stä 0,40 m:in ei ulosvetovoimassa havaittu muutosta. Tuloksista voidaan päätellä, että vähintään 0,30 m:n kerros on välttämätön homogeenisella hiekalla poistamaan ylä- ja alarajapintojen vaikutukset verkon ulosvetovoimaan.



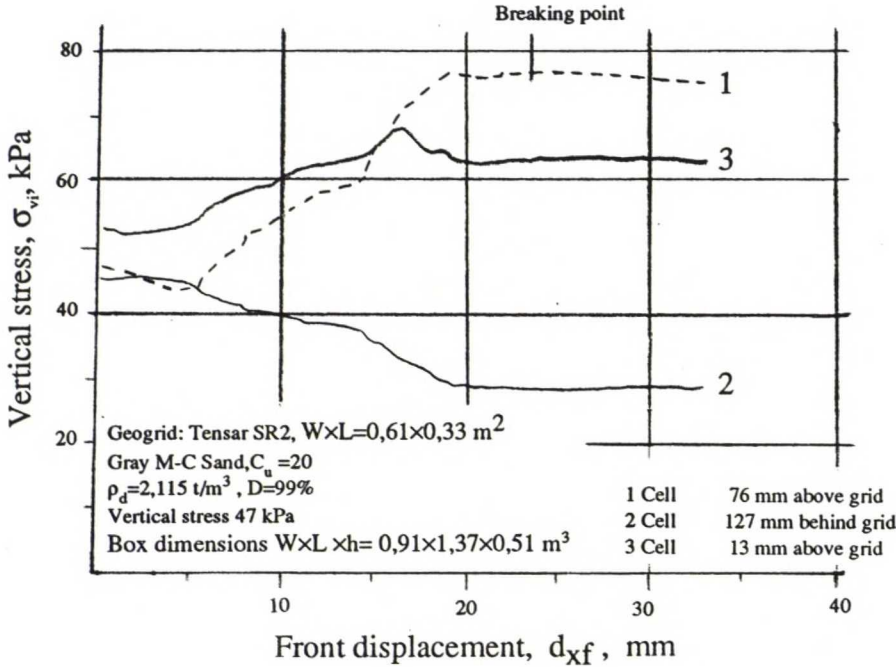
Kuva 3.6 Ulosvetokoe. Maakerroksen paksuuden vaikutus ulosvetovoimaan (Farrag et al 1993, s.149).

Palmeira (1987, s.2.13, 10.1-10.2) tutki kuormituslevyn jäykkyyden vaikutusta ulosvetovoimaan koelaatikolla, jonka mitat olivat  $W \times L \times h = 0,15 \times 0,25 \times 0,15 \text{ m}^3$ . Ensimmäisessä kokeessa vertikaalijännitys aiheutettiin karkealla jäykällä kuormituslevyllä. Toisessa kokeessa vertikaalijännitys aiheutettiin joustavalla vedellä täytetyllä pussilla. Koetulokset

esitetään kuvassa 3.7a. Kokeessa käytetty verkko oli tavallista hiiliterästä, jonka dimensiot on esitetty kuvassa 3.7b. Ulosvetovoiman havaitaan hieman pienentyneen käytettäessä joustavaa kuormitusrajapintaa.



Kuva 3.7 Ulosvetokoe. *a* Kuormituspinnan jäykkyyden vaikutus ulosvetovoimaan.  
*b* Teräsverkon dimensiot (Palmeira 1987, s.2.13, 3.3, 3.5, 8.2, 10.2).



Kuva 3.8 Ulosvetokoe. Vertikaalijännitys vahvisteverkon Tensar SR2 päältä ja takaa mitattuna (Tensar Corporation 1984, s. 47)



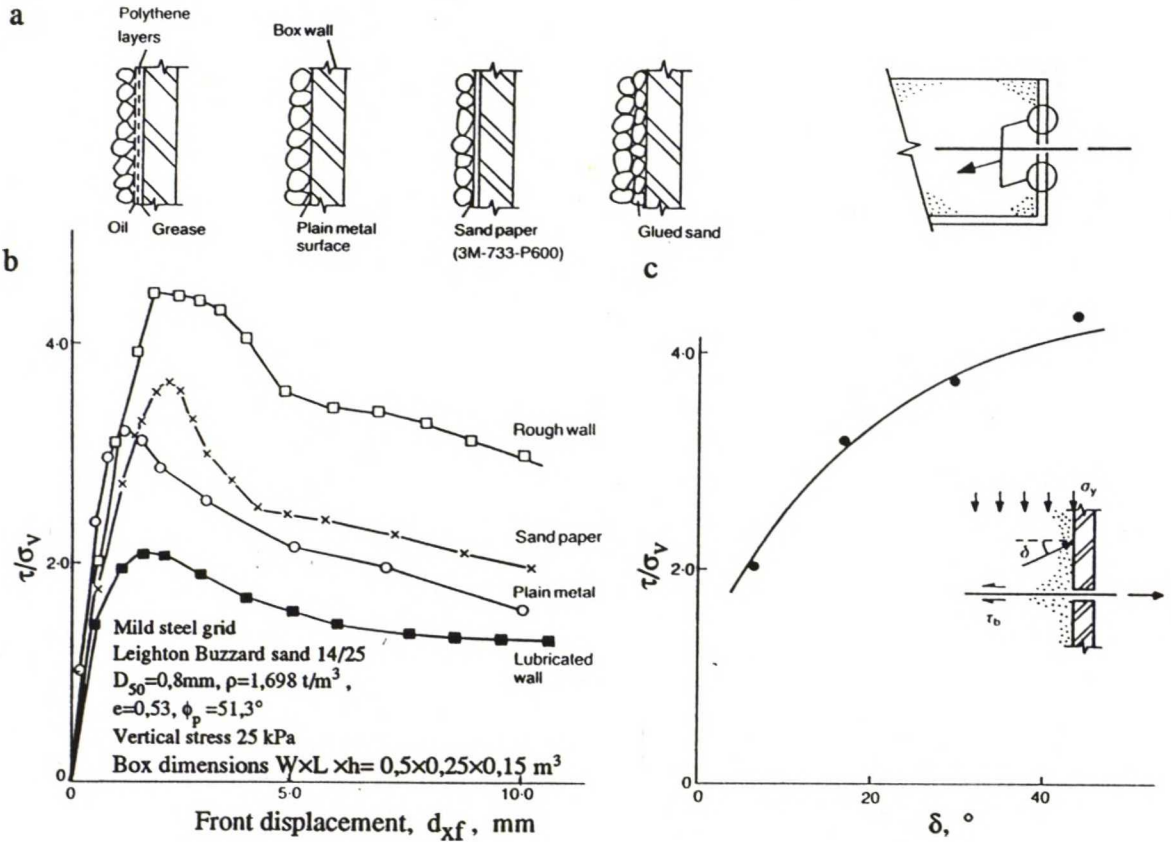
Kuvassa 3.8 esitetään maahan vahvisteverkon Tensar SR2 lähelle peitetyillä paineantureilla mitatun vertikaalijännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde. Verkon dimensioid on esitetty kuvassa 3.4c. Kokeet on tehty ulosvetokoelaitteistolla, jonka mitat olivat:  $W \times L \times h = 0,91 \times 1,37 \times 0,51 \text{ m}^3$ . Vertikaalijännitys aiheutettiin jäykällä kuormituslevyllä ja tunkilla. Kuormituslevyn paksuus oli 25 mm ja se oli vahvistettu 19 mm:n teräsluskoilla. Mittaselli 1 sijaitsi 76 mm:ä verkon yläpuolella. Mittaselli 2 sijaitsi 127 mm:ä verkon takana samalla syvyydellä. Mittaselli 3 sijaitsi 13 mm:ä verkon yläpuolella. Verkko aiheutti ulosvedettäessä maan dilataatiota, joka lisäsi vertikaalijännitystä paikallisesti verkon lähellä (mittasellit 1 ja 3). Verkon takana mittasellillä 2 mitattu vertikaalijännitys vastaa vasti pieneni, koska laajentunut alue maasta kantoi enemmän jäykällä kuormituslevyllä aiheutetusta vertikaalikuormasta (Tensar Corporation 1984, s.4, 15-17). Joustava kuormituslevy esimerkiksi ilma- tai vesipussi todennäköisesti tasaisi vertikaalijännitysjakauman jäykkää kuormituslevyä paremmin.

### 3.2.4 Etuseinän karkeuden ja kauluksen pituuden vaikutus

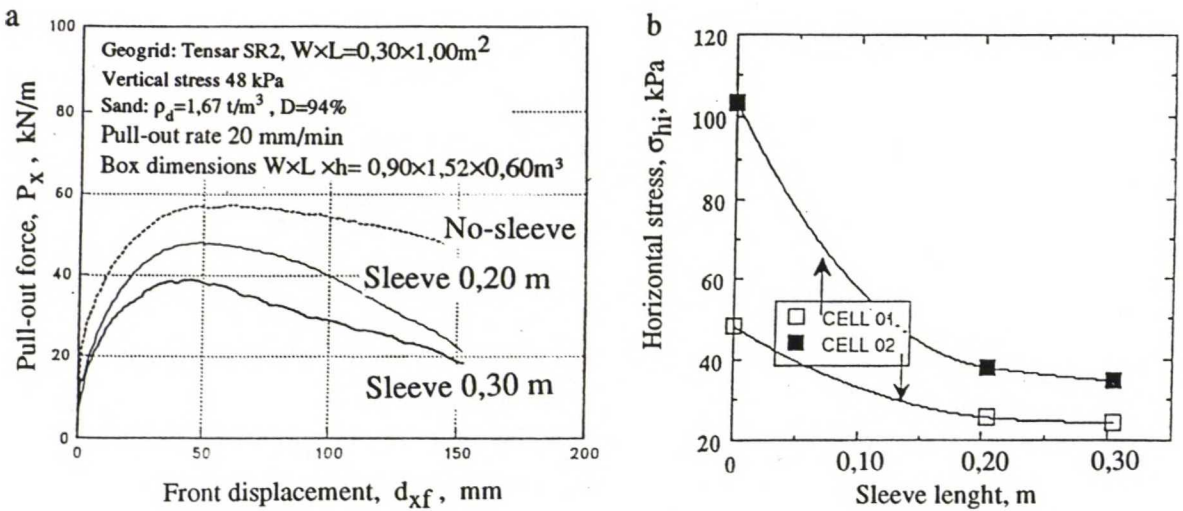
Ulosvetokoelaitteiston jäykkä etuseinä saattaa vaikuttaa vahvisteen ja maan väliseen mekanismiin ja koetuloksiin. Vahvistetta ulosvedettäessä kehittyy vaakasuora maanpaine etuseinää vasten, jolloin ulosvetovoima kasvaa.

Palmeira (1987, s.10.2-10.3) on tutkinut etuseinän kitkan vaikutusta ulosvetolaatikolla, jonka etuseinän karkeutta on vaihdeltu. Koelaitteiston mitat olivat:  $W \times L \times h = 0,15 \times 0,25 \times 0,15 \text{ m}^3$ . Ensimmäisessä kokeessa etuseinä rasvattiin ja seinälle asetettiin kaksi kerrosta polyeteeniä, joiden väli öljyttiin. Toisessa kokeessa käytettiin pelkkää tasaista metallipintaa. Kolmannessa kokeessa liimattiin hiekkapaperi seinään ja viimeisessä kokeessa koehiekkaa liimattiin seinään (kuva 3.9a). Kokeissa käytetyn teräsverkon dimensioid on esitetty kuvassa 3.7b. Koetulokset on normalisoitu jakamalla ulosvetokokeella määritetty leikkausjännitys vertikaalijännityksellä  $\tau/\sigma_v$ . Normalisoidut koetulokset on esitetty puristimen siirtymän suhteen kuvassa 3.9b. Kuvassa 3.9c on esitetty etuseinän ja maan välisen kitkakulman vaikutus  $\tau/\sigma_v$ :n suuruuteen. Koetuloksista havaitaan selvästi etuseinän karkeuden vaikutus ulosvetovastukseen. Etuseinän ja maan välisen kitkakulman pienetessä, myös ulosvetovoima pienenee. Pidemmällä koekappaleella ja suuremmalla koelaatikolla etuseinän vaikutus pienenee, mutta muiden rajapintojen vaikutus saattaa kasvaa.

Williams & Houlihan (1987) vähensivät jäykän etuseinän vaikutusta käyttämällä joustavaa etuseinää. Christopher (1975) havaitsi myös kokeissaan, että ulosvetoaukon kokoa muuttamalla koetulokset muuttuivat. Lisäksi aukon koko oli riippuvainen tutkittavasta maalajista. Niinpä hän asensi ulosvetoaukon ympärille kuvan 3.3 mukaisesti kauluksen, jolla koekappaleen vetopiste siirrettiin kauemmaksi etuseinästä maan sisälle (Farrag et al 1993, s.137; Palmeira & Milligan 1989, s.1182).



Kuva 3.9 Ulosvetokoe. Etuseinän karkeuden vaikutus. *a* Menetelmät etuseinän karkeuden muuttamiseksi. *b*  $\tau/\sigma_v$ :n ja puristimen siirtymän suhde. *c* Seinän ja hiekan välisen pintakitkakulman  $\delta$  vaikutus  $\tau/\sigma_v$ :n suuruuteen (Palmeira & Milligan 1989, s.514-515; Palmeira 1987, s.10.4).



Kuva 3.10 Ulosvetokoe. Kauluksen pituuden vaikutus: *a* ulosvetovoimaan. *b* etuseinään kohdistuvaan vaakasuoraan maanpaineeseen (Farrag et al 1993, s. 148).

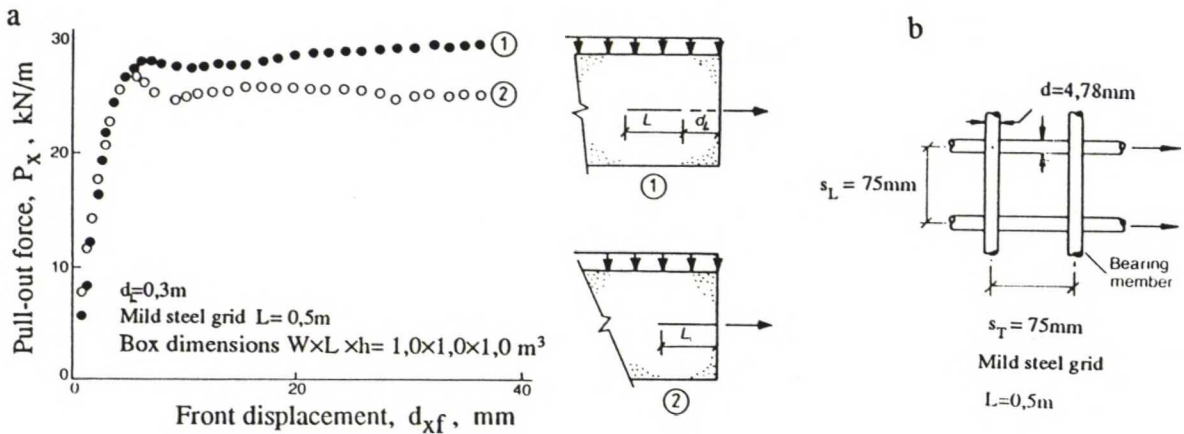


Kuvassa 3.10a esitetään Farrag et al:n (1993, s.147) koetulokset kauluksen pituuden vaikutuksesta ulosvetovoimaan. Kuvassa 3.10b esitetään kauluksen pituuden vaikutus vaakasuoraan maanpaineeseen, joka kehittyy etuseinää vasten. Kokeet tehtiin ilman kaulusta, 0,20 m:n kauluksella ja 0,30 m:n kauluksella. Vaakasuoran maanpaineen anturit sijaitsivat kuvan 3.3 mukaisesti. Paineanturi 2 sijaitsi 50 mm:ä ja paineanturi 1 200 mm:ä vahvisteverkon tasoa ylempänä. Kauluksen pituuden kasvaessa ulosvetovoima ja molemmilla paineantureilla mitattu vaakasuora maanpaine pienenee. Koetuloksista voidaan päätellä, että kauluksen tulisi ko. koeolosuhteissa olla vähintään 0,30 m pitkä.

### 3.2.5 Puristimen sijainti kokeen alkaessa

Puristimen sijainnilla kokeen alkaessa saattaa olla vaikutusta koetuloksiin. Vahviste voidaan kiinnittää puristimeen laatikon ulkopuolelta siten, että osa vahvisteesta jää maakerroksen ulkopuolelle peittämättä puristimen ja maan väliin. Toinen vaihtoehto on sijoittaa puristin maan sisään siten, että koko vahviste on kokeen ajan peitettynä maahan. Puristin voidaan sijoittaa myös siten, että kokeen alkaessa vahviste on kokonaan peitetty, mutta kokeessa ulosvedetty osa vahvisteesta on peittämättä. Peittämättömän vahvisteen venymä vaikeuttaa ulosvetokoetulosten tulkintaa (Farrag et al 1993, s.138; Bonczkiewicz et al 1988, s.2).

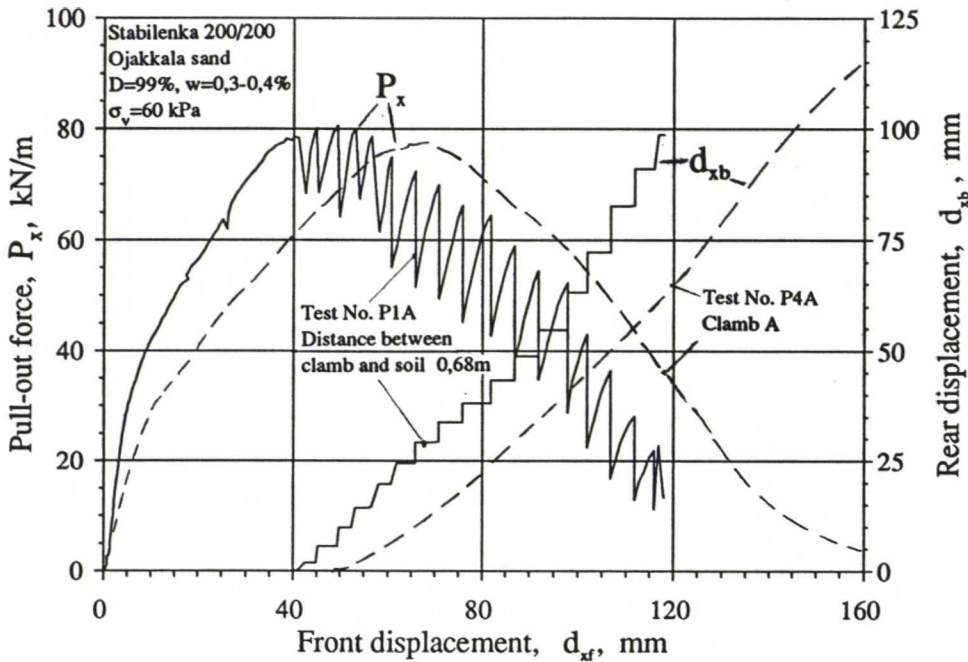
Palmeira (1987, s.10.4-10.5) tutki puristimen sijainnin vaikutusta ulosvetokokeella ( $W \times L \times h = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \text{ m}^3$ ). Koelaatikon etuseinä tehtiin kitkattomaksi kuvan 3.9a mukaisesti öljyllä ja polyeteeni kalvoilla. Ensimmäisessä kokeessa vahvisteen etupää oli lähellä etuseinää. Toisessa kokeessa puristin oli peitetty maan sisälle 0,3 m:n etäisyydelle etuseinästä. Kuvan 3.11a mukaan suurin ulosvetovoima kasvaa hieman, kun vahvisteen etupää on kauempana etuseinästä. Ulosvetovoiman kasvu huipun jälkeen aiheutuu puristimen edessä olevan hiekan aiheuttamasta vastuksesta.



Kuva 3.11 Ulosvetokoe. a Vahvisteverkon etupään ja etuseinän välisen etäisyyden vaikutus ulosvetovoimaan. b Verkon dimensiot (Palmeira 1987, s.3.3, 3.5, 10.6)



TKK:n pohjarakennuslaboratorion koelaitteistoa kehiteltäessä kokeiltiin myös puristimen ja etuseinän välisen etäisyyden vaikutusta ulosvetovastukseen ja vahvisteiden siirtymiin. Kokeet tehtiin vahvistekankaalla Stabilenka 200/200, jonka peitetty pinta-ala  $W \times L$  oli  $0,3 \times 0,6 \text{ m}^2$ . Ensimmäisessä kokeessa P1A puristimen ja maan välinen etäisyys oli  $0,68 \text{ m}$ , puristimesta kauluksen etureunaan. Puristimen siirtymänopeus oli  $2 \text{ mm/min}$ , mutta vahvisteiden peitetyn etupään siirtymänopeus oli huomattavasti pienempi puristimen ja maan välissä vahvisteissa tapahtuvan venymän takia. Puristimen ja maan välillä tapahtuva venymä mitattiin LVDT:llä, jonka anturi oli kiinnitetty vahvisteeseen ja maan rajakohtaan kokeen alussa. Toisessa kokeessa P4A vahviste oli kokeen alkaessa kokonaan peitetty maalla kuvan 3.15 mukaisesti. Kokeiden tunnuksilla viitataan taulukkoon 4.13.



Kuva 3.12 Ulosvetokoe. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 maahan peitetyn etupään ja puristimen välisen etäisyyden vaikutus ulosvetovoimaan ja kankaan etu- ja takapänsiirtymään.

Suurimmassa ulosvetovoimassa ei ole eroa kokeiden P1A ja P4A välillä kuvan 3.12 mukaisesti. Takapään ja etupään siirtymän vuorosuhde on kuitenkin hyvin erilainen kokeiden välillä. Vahvistekankaan peitetyn osan etupään siirtymä, jolla suurin ulosvetovoima saavutettiin oli kokeessa P1A huomattavasti pienempi kuin kokeessa P4A.

Kokeessa P1A suurimman ulosvetovoiman saavuttamisen jälkeen vahvisteiden takapään liike muuttui noin  $4-6 \text{ mm:n}$  "nykäyksiin" tapahtuvaksi. Samoin ulosvetovoimassa tapahtui  $10-24 \text{ kN/m:n}$  "hyppäyksiä". Ilmiölle on esitetty mahdollinen selitys. Kun vahvisteiden ja puristimen peittämättömällä välillä tapahtuu venymää niin vahviste jännittyy kuten jousi. Kun vahvisteiden ankkurikapasiteetti ylittyy niin tämä jousi nykäisee koko suhteellisen lyhyen vahvisteiden liikkeelle, kunnes riittävä kitka maan ja vahvisteiden välille kehittyy

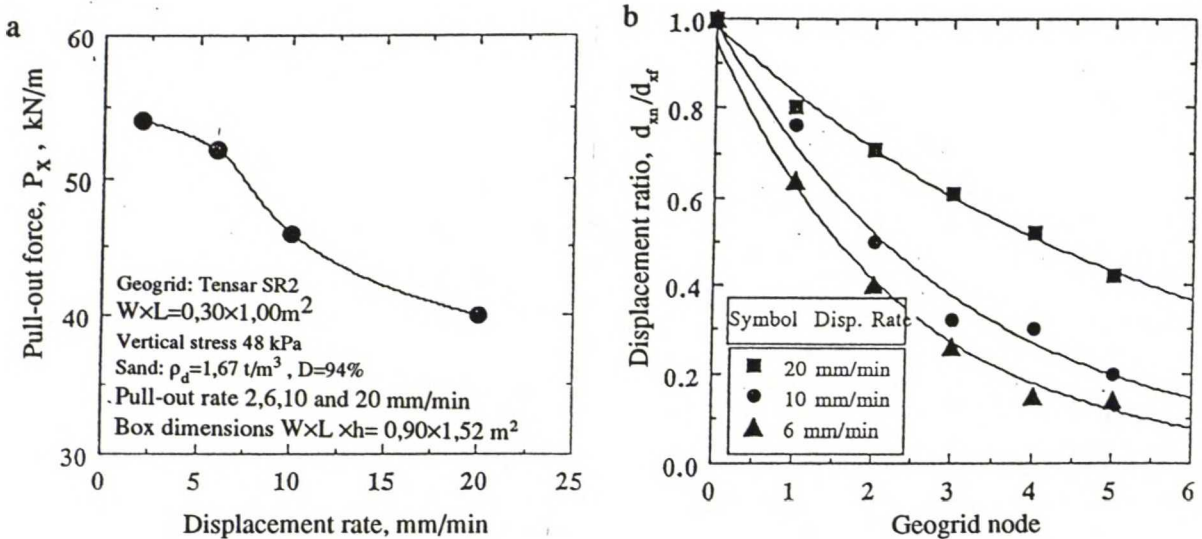
jälleen. Koko vahvистeen liikkussa venymä vahvистeessa pienenee ja ulosvetovoima pienenee, kunnes kitka on jälleen riittävä ankkuroimaan vahvистeen. Kokeiden perusteella peitetyn vahvистeen etupään ja puristimen väli tulisi olla mahdollisimman pieni.

### 3.2.7 Ulosvetotapa ja -nopeus

Ulosvetokoe voidaan tehdä siirtymä- tai voimaohjattuna. Lisäksi koe voidaan tehdä nostamalla ulosvetovoimaa portaattain. Yleensä kokeet on tehty siirtymäohjattuina. Siirtymäohjattuja kokeita on kirjallisuuden mukaan tehty 0,1-20 mm/min ulosvetonopeudella (Farrag et al 1993, s. 137).

Farrag et al (1993, s.149-150) on tutkinut puristimen siirtymänopeuden vaikutusta ulosvetokokeessa vahvистeverkolla Tensar SR2. Kuvassa 3.13a esitetään suurimmat ulosvetovoimat siirtymänopeuksilla 2, 6, 10 ja 20 mm/min. Kun siirtymänopeus kasvaa 2 :sta 20:een mm/min:ssa, pienenee suurin ulosvetovoima noin 25 %. Kuvan 3.13b mukaisesti suuremmalla ulosvetonopeudella jäävät venymät vahvистeessa pienemmiksi eli siirtymät kauempana puristimesta ovat suurempia verrattaessa puristimen siirtymään.

Ulosvetovastus muodostuu verkon pinnan kitkasta ja passiivisesta maanpaineesta poikkisuuntaisia vetoelementtejä vastaan. Pienemmät venymät vahvистeessa osoittavat, että pinnan kitkan osuus ulosvetovastuksesta on suurempi nopeassa ulosvetokokeessa kuin hitaassa kokeessa, jossa passiivinen maanpaine toimii ja syntyy suurempia venymiä vahvистeseen. Kuvasta 3.13a voidaan päätellä, että ulosvetonopeuden tulisi olla alle 6 mm/min.



Kuva 3.13 Ulosvetokoe. a Ulosvetovoiman ja -nopeuden vuorosuhte. b Ulosvetonopeuden vaikutus poikkisuuntaisten vetoelementtien ja puristimen siirtymän väliseen suhteeseen (Farrag et al 1993, s. 150)

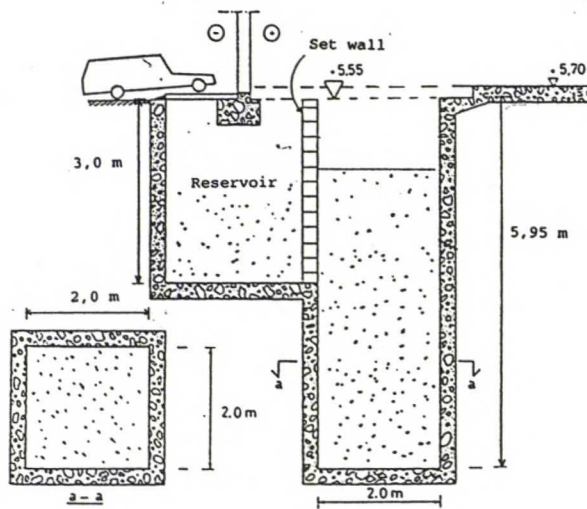


### 3.3 TKK:n ulosvetokelaitteisto

#### 3.3.1 Koekuoppa ja kuormituslaitteet

Nyt tehdyissä kokeissa koelaitteisto oli periaatteeltaan Farrag et al:n (1993) esittämän kaltainen. Hänen tavoitteenaan on ollut kehittää luotettava ulosvetokoemenetelmä ja -laitteisto geosyntetistien vahvisteiden pitkä- ja lyhytaikaisten ulosveto-ominaisuuksien tutkimiseksi. (Farrag et al 1993, s.134)

Teknillisen korkeakoulun ulosvetolaitteisto rakennettiin pohjarakennuslaboratorion koekuoppaan, jonka syvyys on 6 m ja pinta-ala  $2,0 \times 2,0$  m<sup>2</sup>. Varsinaisen koekuopan vieressä on noin 3 m:n syvyinen välivarasto. Leikkauspiirros koekuopasta on esitetty kuvassa 3.14.



Kuva 3.14 TKK:n Pohjarakennuslaboratorion koekuoppa. Leikkauspiirros.

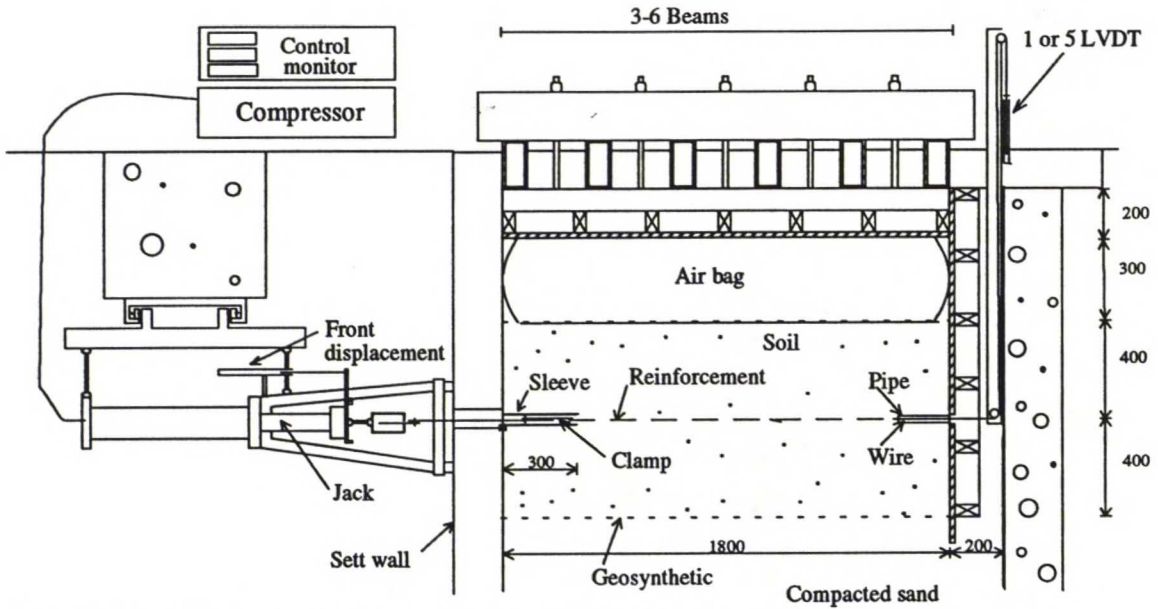
Vertikaalijännitys aiheutettiin ilmapussilla, jonka mitat olivat  $1,8 \times 1,2$  m<sup>2</sup>. Ilmapussille sallittu paine oli noin 60 kPa enintään 0,4 m korkeassa tilassa. Koekuoppaa lyhennettiin ja kavennettiin ilmapussin mittojen mukaisesti 1,4 m korkeilla vanerimuoteilla mittoihin  $W \times L = 1,0 \times 1,8$  m<sup>2</sup> (kuva 3.15).

Pohjahiekka tiivistettiin 1,3 m:n syvyydelle koekuopan reunoista mitattuna. Pohjahiekan päälle asetettiin kangas erottamaan tutkittava maalaji pohjahiekasta. Tutkittavan vahvisteiden ylä- ja alapuolella maakerroksen paksuus oli 0,4 m. Ilmapussin ja maan välissä käytettiin myös kangasta pussin suojaamiseksi. Ilmapussin päälle asetettiin vastapainoksi vanerinen kuormituslevy ja 3-6 kpl  $100 \times 200$  mm<sup>2</sup> teräspuikiprofiileja, jotka pultattiin kiinni lattiaan. Ilmapussin paine mitattiin painemittarilla, jonka tarkkuus oli  $\pm 2$  kPa.

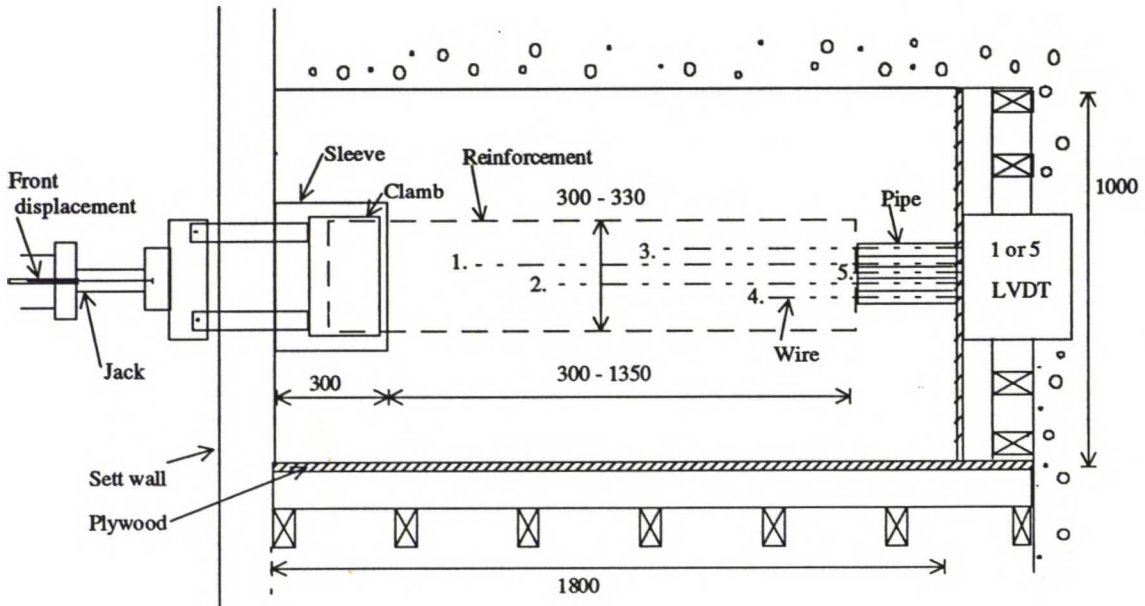
Ulosveto tehtiin hydraulisella sylinterillä, jota voitiin käyttää sekä veto- että puristustehäviin. Kuormitussyylinterissä käytetyllä koneistolla mahdollinen puristusvoima oli noin 200 kN ja vetovoima noin 140 kN. Sylinterin liikevara oli 400 mm. Nyt tehdyissä kokeis-



sa liikevara oli noin 165 mm. Sylinteri kiinnitettiin kiskoille settiseinän ulkopuolelle väli-varaston kattopalkkiin kuvan 3.15a mukaisesti. Sylinterin kehikko tuettiin koekuopan settiseinää vasten.



Kuva 3.15a TKK:n ulosvetokoelaitteisto. Leikkauspiirros sivulta.



Kuva 3.15b TKK:n ulosvetokoelaitteisto. Leikkauspiirros ylhäältä.

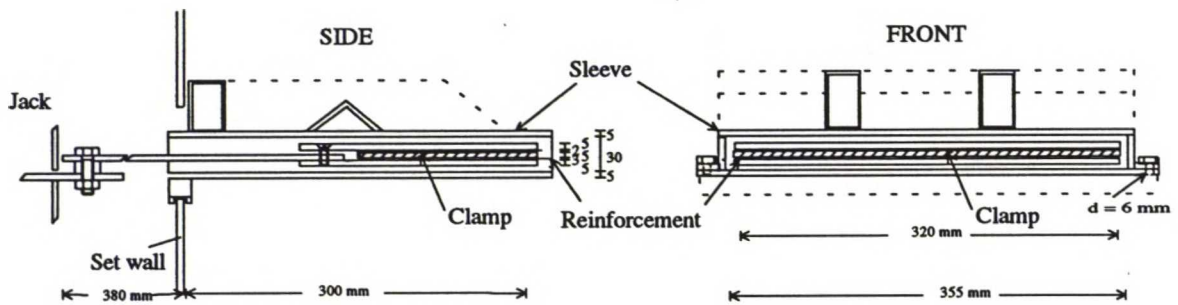
Hydraulisen sylinterin ohjaustoiminnoista huolehti ohjauselektronikkayksikkö, joka sisältää anturi- ja servovahvistimet sekä valvontapiirin ja näytön. Laitteistolla voitiin koe tehdä joko siirtymä- tai voimaohjattuna tai voimaa portaittain kasvattamalla (step by step -koe). Nyt kokeet tehtiin siirtymäohjattuina lukuun ottamatta koetta P5F, joka tehtiin voimaa portaittain kasvattamalla (taulukko 4.13).

Laitteen mitattavat ja säädettävät suureet olivat voima ja siirtymä. Ne saatiin aikaan hydraulisesti ohjaamalla öljyn virtausta servoventtiileillä. Voiman ja puristimen siirtymän mittauksessa käytetään voima- ja siirtymäanturia.

### 3.3.2 Kaulus ja puristin

Vahvisteen ulosvetoaukon sisäpuolella sijaitsevan kauluksen pituudeksi valittiin 300 mm ja koekappaleen leveydeksi valittiin vahvistekankailla 300 mm ja verkoilla 310-330 mm konesuuntaisten vetoelementtien jaon mukaisesti.

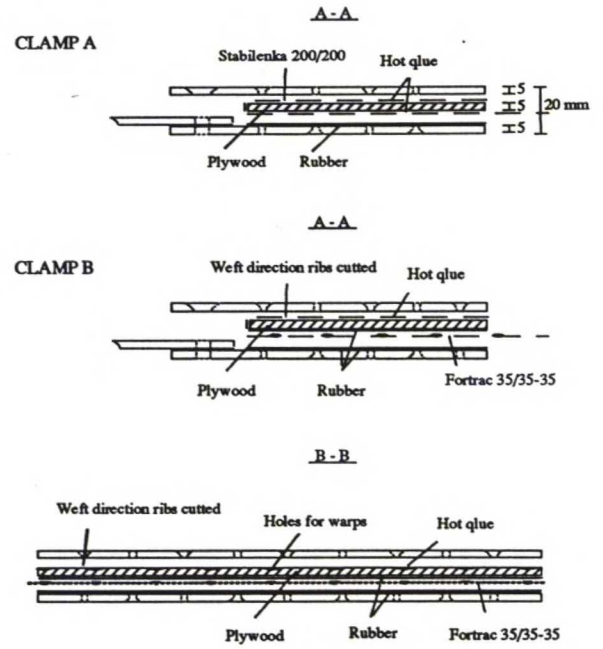
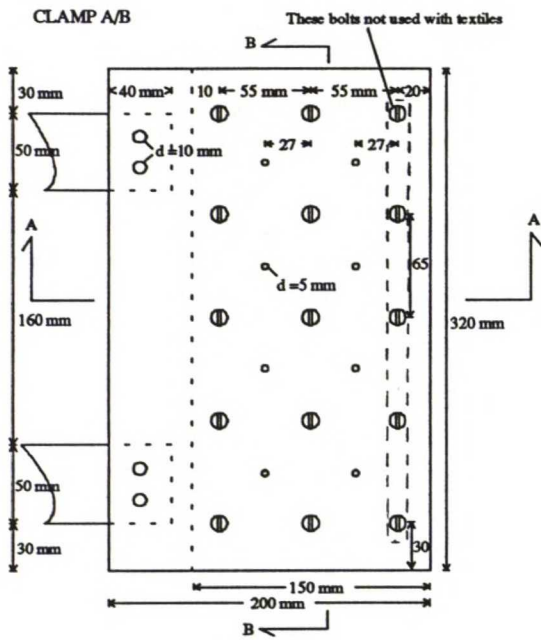
Kaulus valmistettiin 5 mm:n teräslevystä ja vahvistettiin L- ja neliöprofiileilla vertikaalijännitystä vastaan. Kauluksen mitat ja liittyminen settiseinään on esitetty kuvassa 3.16. Kaulus liittyy nivelellisesti settiseinään, joten se voi kääntyä maakerroksen mukana jos maa painuu tiivistettäessä. Kaulus on kaksiosainen, jolloin kauluksen tasainen alaosa voitiin asettaa paikoilleen ennen vahvisteen alle jäävän maakerroksen tiivistämistä. Kauluksen yläosa pultattiin kiinni sen jälkeen, kun vahviste oli kiinnitetty puristimeen ja tunkkiin. Kauluksen ja vahvisteen väliseen rakoon asetettiin suikaleet vaahtomuovia esittämään maan valuminen kauluksen sisään kuopan yläosan täytön ja tiivistyksen aikana.



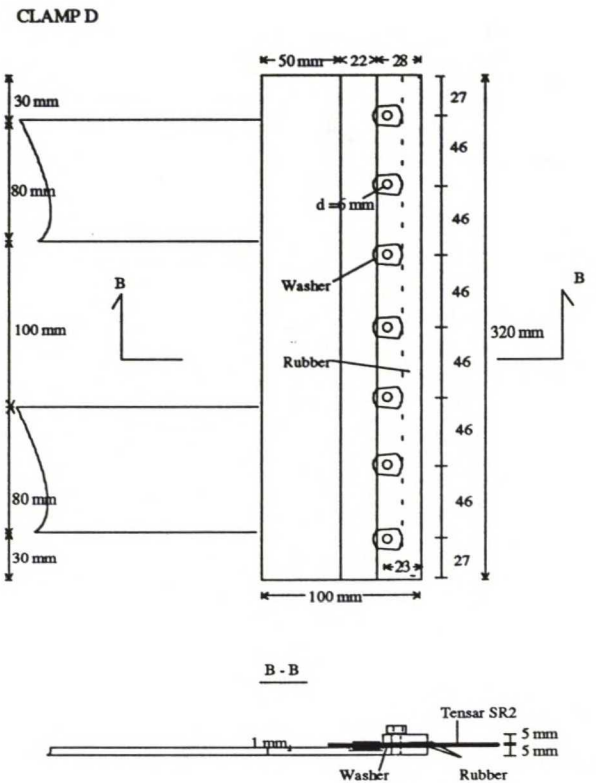
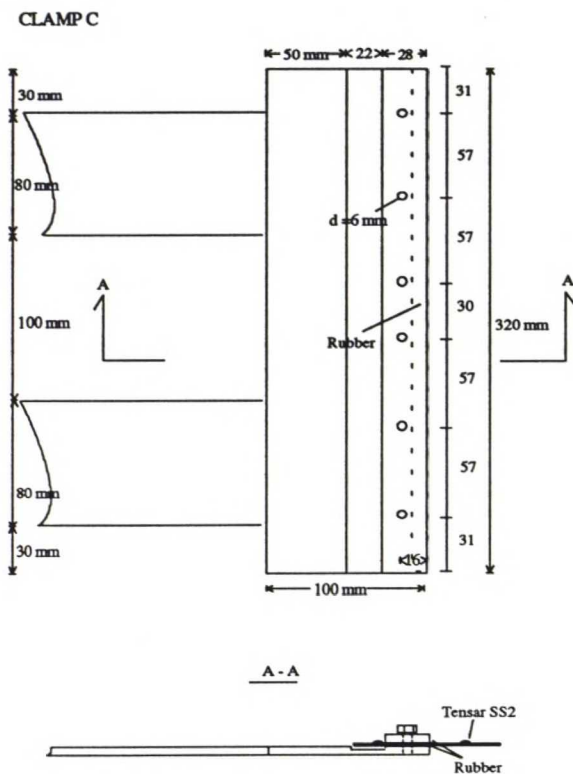
Kuva 3.16 Ulosvetokoe. Leikkauspiirros kauluksesta sivulta ja edestä.

Yleensä synteettisiä vahvisteita tutkittaessa toimivan puristimen kehittäminen näytteen kiinnittämiseksi on työlästä. Tehdyissä kokeissa käytettiin kahta erillistä puristimen runkoa ja kahta erilaista sovellutusta molemmista. Vahvistekangas Stablenka 200/200 kiinnitettiin kuvassa 3.17a esitetyllä puristimella A ja vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 kiinnitettiin puristimella B. Vahvisteverkko Tensar SS2 kiinnitettiin kuvassa 3.17b esitetyllä puristimella C ja vahvisteverkko Tensar SR80 puristimella D.

Vahvisteverkkojen kiinnitys puristimiin B, C ja D kokeiltiin ilmassa kiinnittämällä vahvisteen toiseen päähän puupuristin, joka kiinnitettiin tunkkiin. Varsinainen metallipuristin kiilattiin settiseinää vasten. Testauksissa murto tapahtui vahvisteessa, joten vahvis-



Kuva 3.17a Ulosvetokoe. Puristin vahvistekankaalle Stabilenka 200/200 (clamp A) ja vahvisteverkolle Fortrac 35/35-35 (clamp B).



Kuva 3.17b Ulosvetokoe. Puristin vahvisteverkoille Tensor SS2 (clamp C) ja Tensor SR80 (clamp D).



teen kiinnitys puristimeen kestää ainakin mitatun vetovoiman. Mitattu suurin vetovoima on esitetty taulukossa 3.1 kohdassa "clamp test". Ulosvetokokeissa suurimmat mitatut vahvisteiden kiinnityslujuudet puristimeen on esitetty taulukossa kohdassa "Pull-out". Kaikissa esitetyissä kiinnitysluuskokeissa vahviste on katkennut.

*Taulukko 3.1 Vahvистeen kiinnityslujuus puristimeen ulosvetokokeessa tai puristinta testattaessa.*

Clamp, No.	Reinforcement	Force <sup>1</sup> , kN/m Pull-out/"Clamp test"	Pull-out test No.
A	Stabilenka 200/200	116,9/-	P7A
	Rosenlew PP160	25,0/-	P1C
B	Fortrac 35/35-35	32,7/28,8	P3E
C	Tensar SS2	36,3/29,4	P2F
D	Tensar SR80	64,0/70,2	P2G

<sup>1</sup> Reinforcement has broken in all tests

### 3.3.3 Voiman ja siirtymien mittaus

Ulosvetovoima mitattiin sylinterin ja puristimen väliin sijoitetulla voima-anturilla (valm. MFG,  $F_{\max} = 220$  kN), jolla voidaan mitata puristus- ja vetovoimaa.

Siirtymät mitattiin Hottinger Baldwin Messtechnikin valmistamilla lineaarimuuntajan periaatteella toimivilla siirtymäantureilla (LVDT). Puristimen siirtymää mitattiin LVDT:llä jonka mitta-alueen rajat olivat  $\pm 100$  mm. Vahvистeen takapään siirtymää mitattiin aluksi yhdellä LVDT:llä ( $\pm 100$  mm). Siirtymiä eri kohdista vahvistetta mitattiin 5:llä LVDT:llä, sen jälkeen kun uusi automaattinen tiedonkeruulaitteisto (data-logger) saatiin syksyllä 1992 laboratorion käyttöön (kuva 3.18). Siirtymäanturien LVDT mitta-alueiden rajat olivat  $\pm 20$ ,  $\pm 50$  ja  $\pm 100$  mm sen mukaisesti, mitkä anturit olivat käytettävissä.

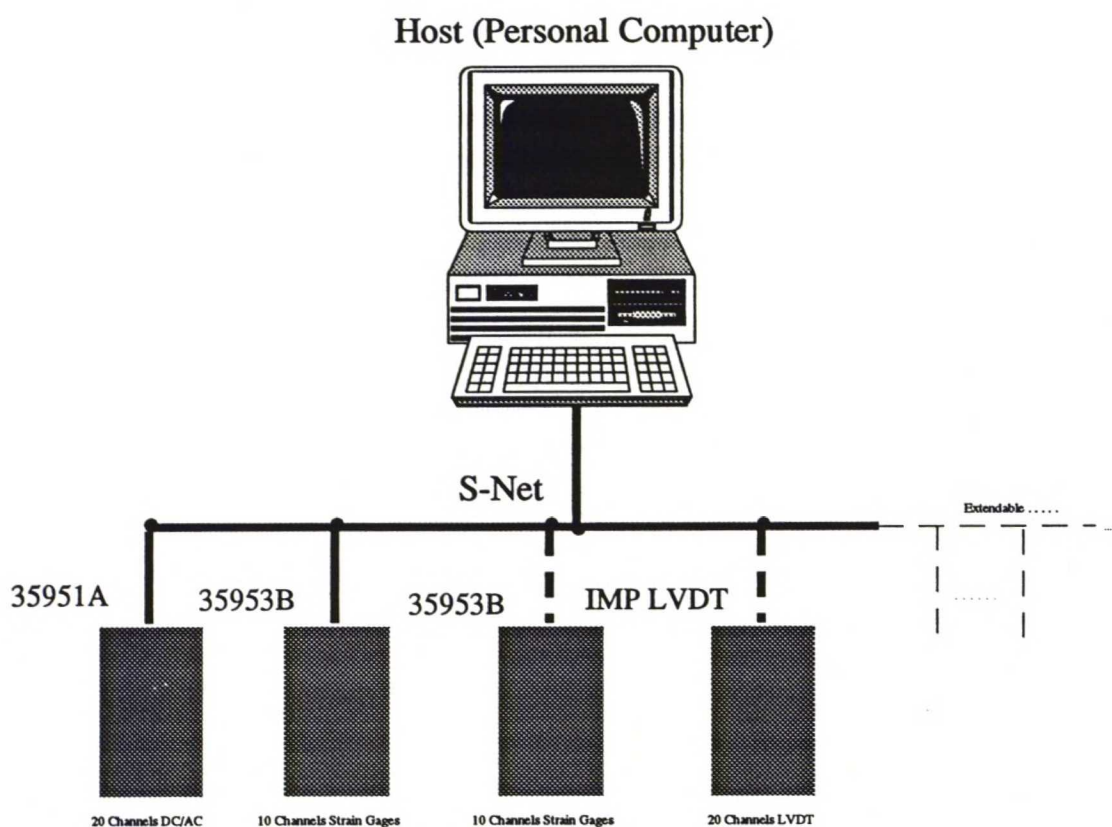
Kaikissa kokeissa ulosvetovoima luettiin ohjausyksikön digitaalinäytöltä 0,01 kN:n tarkkuudella manuaalisesti puristimen 0,5 mm:n vaakasiirtymävälein. Ennen uuden automaattisen tiedonkeruulaitteiston hankkimista luettiin vahvистeen takapään siirtymä myös digitaalinäytöltä 0,01 mm:n tarkkuudella (kokeet P1A-P5A, P11A-P25A, P7E-P15E, P7F-P10F ja P1G-P8G, taulukko 4.13).

Automaattisella tietojenkeruulaitteistolla tallennettiin ulosvetovoima, puristimen siirtymä ja vahvистeen eri pisteiden siirtymät ja aika 5 s:n välein. Kahdessa ulosvetokokeessa mitattiin lisäksi vahvистeen muodonmuutoksia 14:llä venymäliuskalla (kokeet P8A ja P6E, taulukko 4.13). Venymäliuskakokeet ja koetulokset esitetään luvussa 3.5.

Maanpinnan verikaalisiirtymiä mitattiin 18 tai 25:llä analogisella mittakellolla kolmessa kokeessa kaikilla kolmella verkkotyypillä (kokeet P15E, P9F ja P3G).

Automaattinen tiedonkeruulaitteisto muodostuu mikrotietokoneesta ja Schlumbergerin sarjasta 3595 IMPs (isolated measurement pods). Pohjarakennuslaboratorion sarjan osat ovat IMP35951A,  $2 \times$  IMP35951B ja IMP LVDT. IMP35951A:lla voidaan tallentaa jännitys-, virta- tai lämpötilamittauksia 20:llä kanavalla. IMP35951B:llä voidaan tallentaa venymäliuska-, vastus- tai lämpötilamittauksia 10:llä kanavalla. IMP LVDT:llä voidaan tallentaa LVDT -siirtymiä 20:llä kanavalla. Yhteensä kanavia on 60 kpl (kuva 3.18).

Mikrotietokone ja 3595 IMPs on linkitetty toisiinsa adapterikortilla 35954A. Schlumbergerin sarjaa ohjaa mikrotietokone S-NET:in (multidrop communication network, Schlumberger) ja RTM 3500 (real time application software, Micro Specialty System inc.) ohjelmistoilla. Kaikki luettu tieto tallennetaan tietokoneen kovalevyllä ASCII -formaatissa. Tieto on käsiteltävissä taulukkolaskentaohjelmilla.



Kuva 3.18 Automaattinen tiedonkeruujärjestelmä Schlumberger 3595 IMPs.

### 3.3 Kokeen suoritus

#### 3.3.1 Koekuopan täyttö ja tiivistys eri maalajeilla

Ulosvetokokeita tehtiin kolmella eri maalajilla: Ojakkalan hiekka, kevytsora ks 50 (4-20 mm) ja kalliomurske 0-32 mm (cr 0-32). Ojakkalan hiekalla ja kevytsoralla kokeita tehtiin tiiviissä ja keskitiiviissä / löyhässä tilassa. Kalliomurskeella tehtiin kokeita ainoastaan



keskitiiviissä tilassa. Maalajien tiiviydet ja kosteuspitoisuudet ulosvetokokeissa on esitetty taulukossa 4.13.

Maan tilavuus koekuopassa oli noin  $1,50 \text{ m}^3$ . Kuoppaan asetettu maa punnittiin kuoppaa täytettäessä ja maan pinta mitattiin 20 - 30:stä kohdasta kerroksittain. Näin voitiin laskea maan tiiviys. Ojakkalan hiekan tiiviyttä yritettiin mitata myös volymetrillä ja Troxler 3411 mittalaitteella, jolla mittaus perustuu radioaktiiviseen säteilylähteeseen. Troxlerilla mittausta ei kuitenkaan pystytty tekemään eikä volymetrilläkään mittaustulos ollut luotettava hiekan kuivuuden takia ( $w=0,2 \%$ ). Kalliomurskeen tiiviys ja vesipitoisuus mitattiin myös Troxlerilla. Tulos vastasi melko hyvin muutoin määritettyjä arvoja (kokeet P22A ja P25A).

Ulosvetokokeissa tiiviillä Ojakkalan hiekalla ja keskitiiviillä kalliomurskeella koekuoppa täytettiin 0,20 m:n kerroksina. Tiivistys tehtiin neljällä yliajolla kerrosta kohden 45 kg:n tärylevyllä. Keskitiiviiseen tilaan hiekka asetettiin kaatamalla se varovasti tynnyristä alle 0,4 m:n korkeudelta. Hiekkaa ei tiivistetty ja kuopassa liikuttiin ainoastaan kuopan sivuilla lautojen päällä.

Ulosvetokokeissa tiiviillä kevytsoralla koekuoppa täytettiin 0,20 m:n kerroksina. Tiivistämisen ajaksi tasoitettun kevytsoran päälle levitettiin vahvistekangas ja  $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$  vanerilevyä. Tiivistys tehtiin yhdellä tärylevyn yliajolla kerrosta kohden. Löyhällä kevytsoralla koekuoppa täytettiin 0,40 m:n kerroksina. Tiivistäminen tehtiin pudottamalla junta (massa noin 5 kg) kerran jokaiselle  $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$ :n vanerilevylle 0,4-0,5 m:n korkeudelta. Pyöreärakeiselle Ojakkalan hiekalle ja kevytsoralle on tyypillistä tiivistyminen hyvin pienellä tiivistystyöllä.

Tehtäessä kokeita tiiviillä hiekalla ja keskitiiviillä kalliomurskeella koekuopasta poistettiin ainoastaan ylimmät kaksi 0,2 m:n kerrosta maata koekappaletta vaihdettaessa. Alempi maakerros käännettiin ja löyhennettiin lapiolla ja tiivistettiin uudelleen. Keskitiiviillä hiekalla tehdyissä kokeissa kuoppa tyhjennettiin kokonaan, jos edellinen koe oli tehty tiiviillä hiekalla. Jos edellinen koe oli tehty keskitiiviillä hiekalla, niin alempi maakerros ainoastaan käännettiin ja löyhennettiin lapiolla. Löyhällä kevytsoralla tehdyissä kokeissa koekuoppa tyhjennettiin aina kokonaan kokeiden välillä.

Kaikissa kevytsoralla tehdyissä kokeissa poistettiin vahviteen ympäriltä noin 50 mm:n kerros vahviteen ulosvedossa hieman murskaantunutta kevytsoraa. Murskeella tehdyissä kokeissa (koetta P21A lukuunottamatta) kauluksen eteen asetettiin noin viiden sentin matkalle 8 mm:n seulalla seulottua mursketta vahviteen ylä- ja alapuolelle.



### 3.4.2 Koekappaleiden leikkaaminen ja kiinnittäminen puristimeen

Vahvistekankaaiset ulosvetokoekappaleet leikattiin polttamalla 250 W:n juotoskolvilla. Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 leikattiin tavallisilla saksilla ja vahvisteverkot Tensar SS2 ja SR80 peltisaksilla.

Vahvistekankaita kiinnitettäessä puristimeen kankaat liimattiin ensin kuumaliimalla kuvan 3.17a (clamp A) mukaiseen 5 mm:n vanerikappaleeseen. Seuraavaksi kankaaseen poltettiin pyöreäteräisellä 50 W:n juotoskolvilla reiät 5 mm:n pulteille, joilla puristettiin puristimen teräsrungon puoliskot vanerin ympärille. Kun pulteille ei poltettu reikiä, pila-sivat pultin ympärille kiertyneet loimet koekappaleen. Puristimen A ensimmäistä pultti-riviä ei käytetty vahvistekankaita kiinnitettäessä.

Vahvisteverkosta Fortrac 35/35-35 poistettiin poikkisuuntaiset vetoelementit vanerin ylä-puolelta ja konesuuntaiset vetoelementit liimattiin vaneriin sahattuihin noin 1 mm:ä sy-viin uriin kuvan 3.17a (clamp B) mukaisesti. Vanerin alapintaan ja puristimen rungon alempaan puoliskoon liimatut kumit pehmitettiin tartunnan parantamiseksi asetonilla en-nen puristimen kiinni pulttaamista.

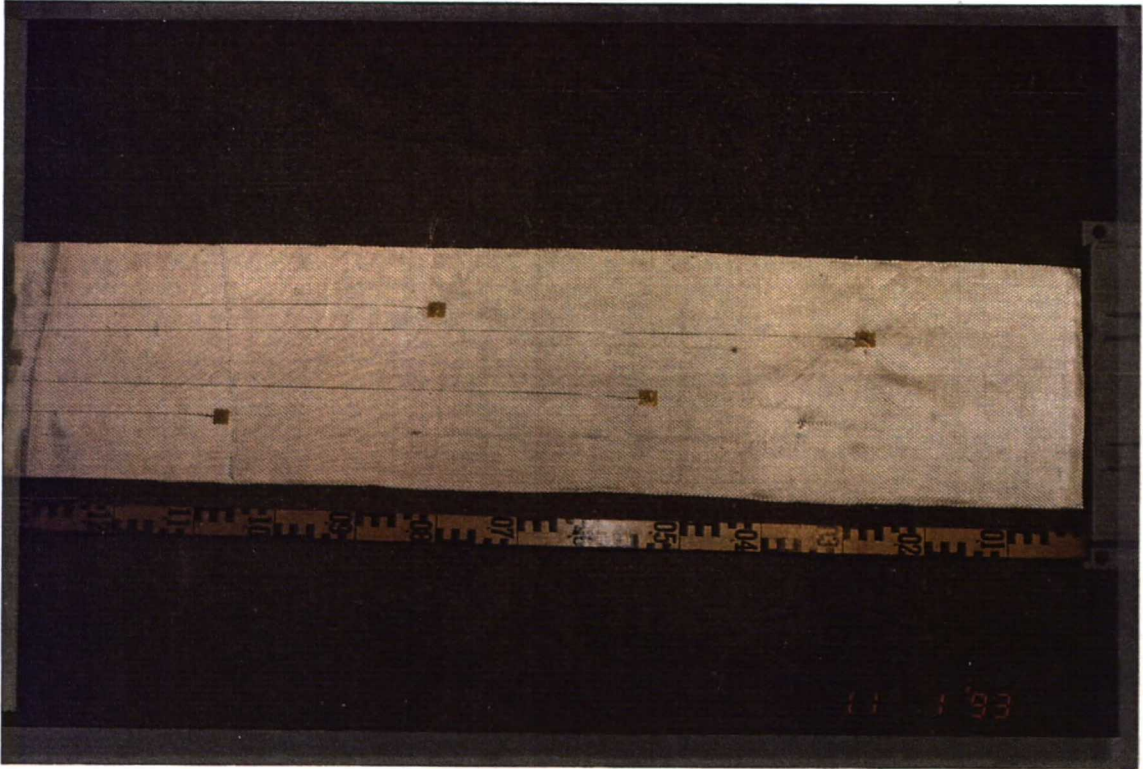
Vahvisteverkot Tensar SS2 ja SR80 kiinnitettiin puristimeen pulttaamalla verkot lattarau-dan ja puristimen rungon väliin kuvan 3.17b mukaisesti. Tensar SS2 lukkiutui kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien risteyskohdissa sijaitsevilla ulokkeilla puristimen uraa ja lattarautaa vasten (kuvat 3.17b ja 4.3a). Tensar SR80 lukkiutui poikkisuuntaisella ve-toelementillä puristimen uraa, lattarautaa ja pulttien ympärillä sijaitsevia muotoiltuja prikkoja vasten (kuvat 3.17b ja 4.4b). Kummallakin verkolla pultteja kiristettäessä oli va-rottava, että konesuuntaiset vetoelementit eivät vahingoitu pulttien liiasta kiristyksestä.

### 3.4.3 Siirtymänmittauslankojen kiinnitys

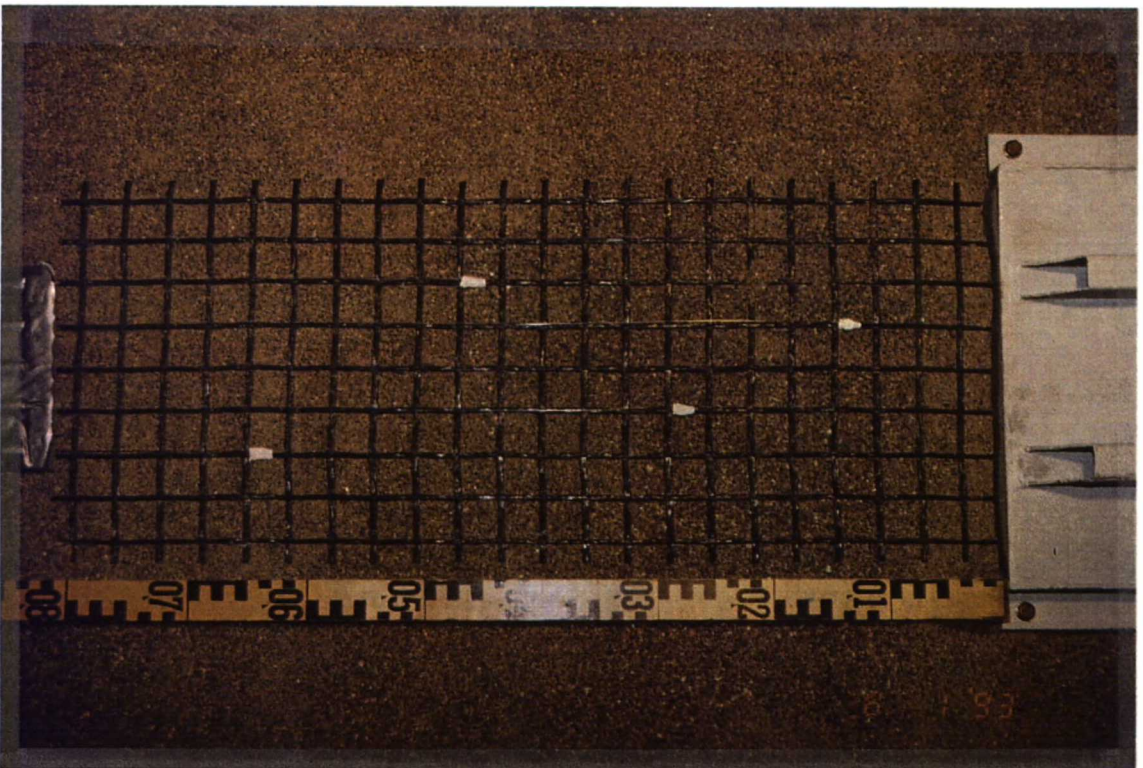
Siirtymänmittausanturit (LVDT:t) sijaitsivat koekuopan takana ylhäällä telineessä kuvan 3.15b mukaisesti. Vahvisteen takana olevista putkista "venymätön" puuvillanaru kulki rullien kautta ylös 95 g:n painoihin, joihin siirtymäanturit oli kiinnitetty. Putkissa naru vaihtui 0,5 mm:n metallilangaksi. Vahvisteen takapään siirtymän mittauslanka oli kui-tenkin vahvisteseen saakka puuvillalankaa. Siirtymien mittauslankojen keskinäinen etäi-syys vahvisteen poikkisuunnassa oli noin 35 mm, jolloin mittauslangat sijoituivat verkkojen konesuuntaisten vetoelementtien kohdalle kuvien 3.19b ja c mukaisesti. Useimmissa kokeissa siirtymien mittauspisteet asetettiin kuvan 3.19 ja 4.10 mukaiseen järjestykseen. Venymäliuskoilla instrumentoiduissa kokeissa mittauspisteiden järjestystä muutettiin siten, että metallilangat häiritsivät mahdollisimman vähän venymäliuskojen asennusta ja toimintaa. Mittauspisteiden sijainnit kussakin kokeessa on esitetty liitteessä F1-15.



a



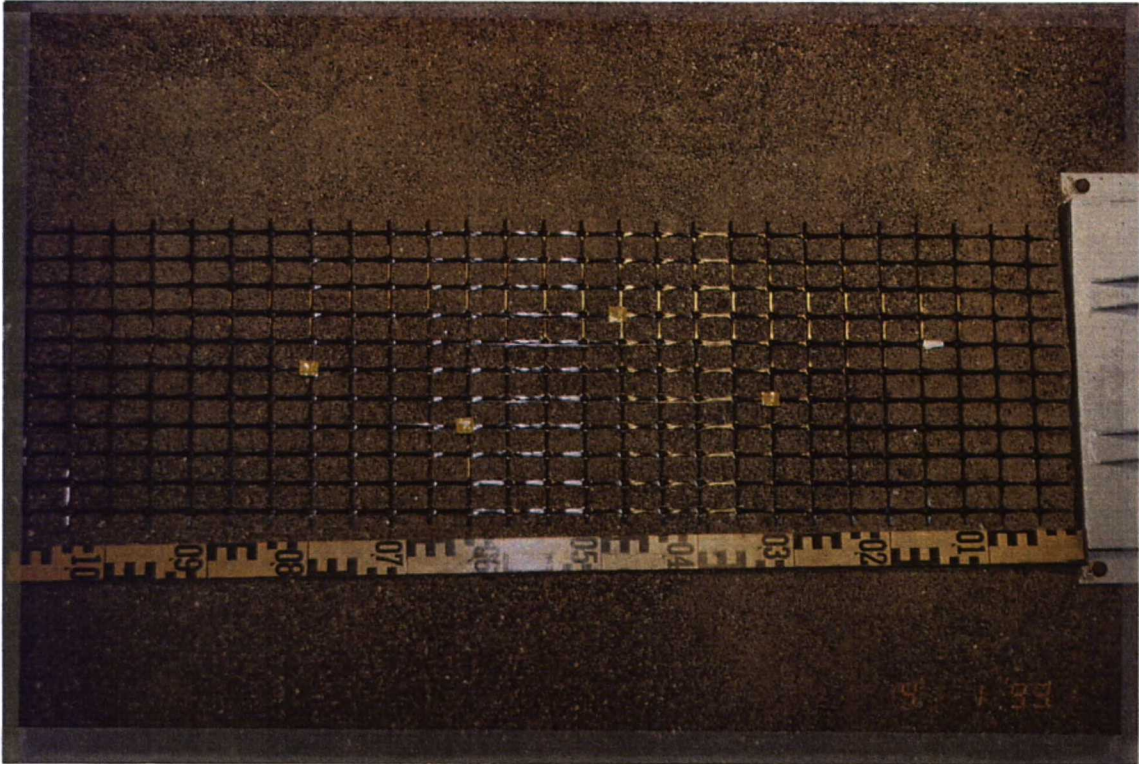
b



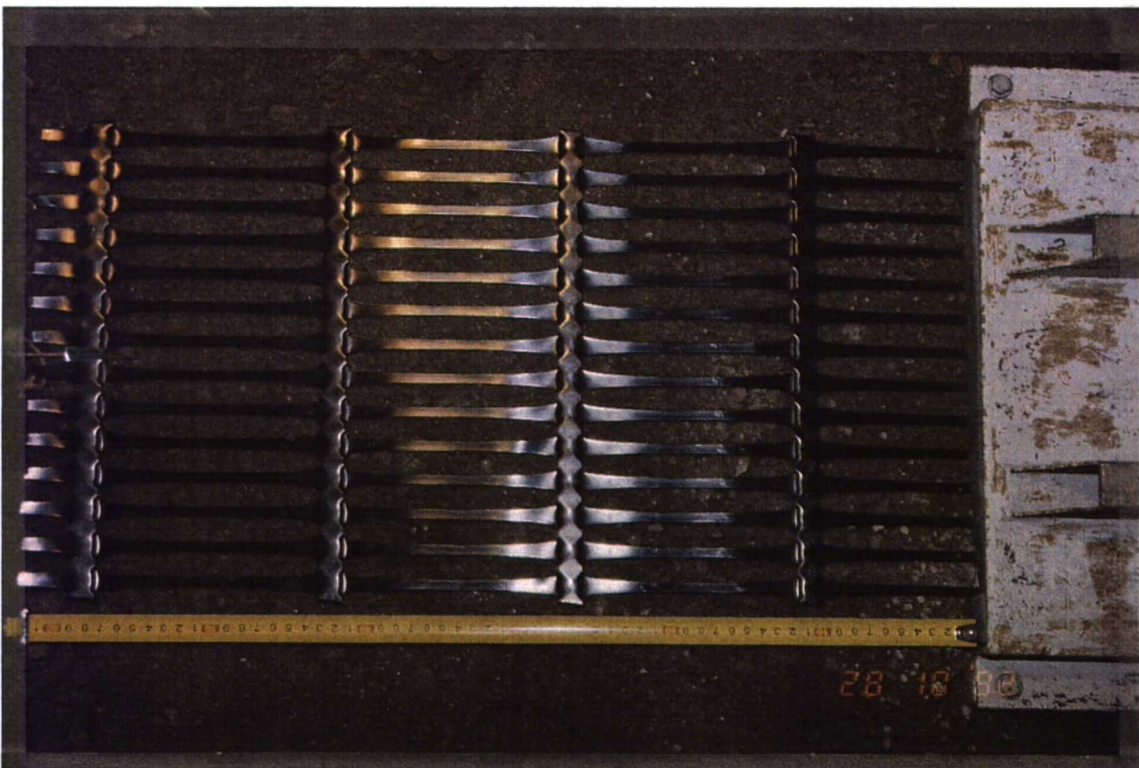
Kuva 3.19 Ulosvetokoe. Siirtymänmittauspisteiden sijainnit ennen koetta.  
a. Vahvistekangas Stabilenka 200/200 (koe P6A).  
b. Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 (koe P4E).



c



d



Kuva 3.19 Ulosvetokoe. Siirtymänmittauspisteiden sijainnit ennen koetta.

c Vahvisteverkko Tensor SS2 (koe P2F).

d Vahvisteverkko Tensor SR80 (koe P1G).



Vahvisteiden takapäähän siirtymän mittauslanka kiinnitettiin vahvistekankaaseen Stabilenka 200/200 (ja Rosenlew PP160) kuumaliimalla kankaan takareunaan siten, että noin 10 mm:ä langasta pujotettiin loimien ja kuteiden välistä kankaan yläpuolelta alapuolelle noin 8 mm:ä takareunasta. Langan pää kierrettiin auki kolmeen osaan ja liimattiin kankaaseen siten, että langanpäät osoittivat narun reiästä taaksepäin.

Muut metalliset mittauslangat kiinnitettiin puuvillalangan säikeellä ja kuumaliimalla kuten takapäähän siirtymän mittauslankakin. Lanka liimattiin myös kankaan yläpuolelta siten, että langan kiinnityskohtaan muodostui noin 10-15 mm halkaisijaltaan oleva jäykkä alue. Kiinnityskohtaan asetettiin teipinpalaset kankaan ylä- ja alapuolelle vähentämään kiinnityksiin kohdistuvaa ulosvetovastusta kaikissa kiinnitysmenetelmissä.

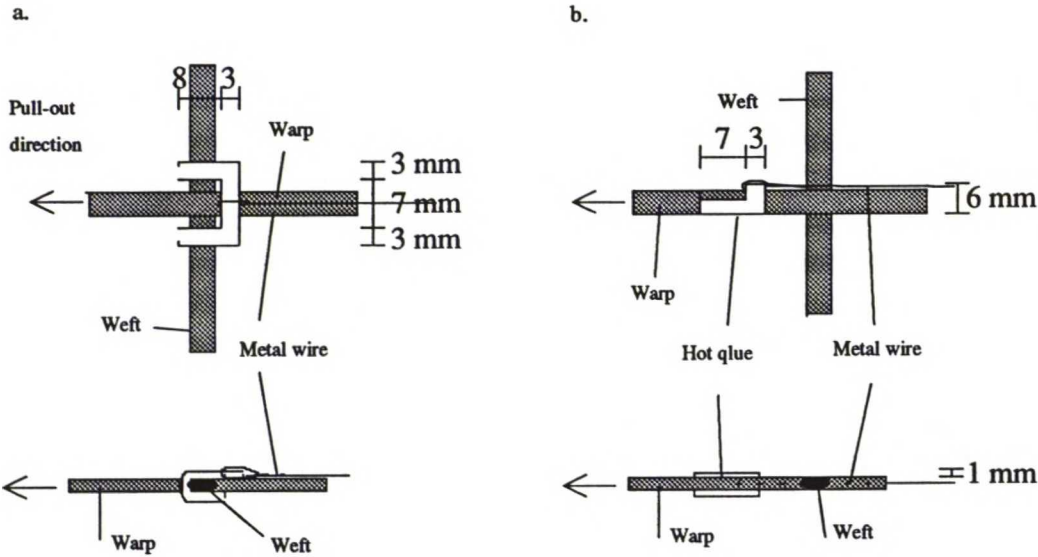
Kokeissa, joissa Fortrac 35/35-35 vahvisteverkon takapäähän kiinnitettiin siirtymänmittauslanka, verkkoa leikattaessa jätettiin keskimäinen konesuuntainen vetoelementti noin 50 mm pidemmäksi kuin muut vetoelementit. Näin tehtäessä suuremmilla siirtymillä voivat konesuuntaiset vetoelementit liukua poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi mittauslangan kiinnityksen vahingoittumatta. Mittauslanka kiinnitettiin solmimalla ja kuumaliimalla. Kiinnitys suojattiin lisäksi teipillä.

Metallisten mittauslankojen kiinnityksessä käytettiin kahta menetelmää. Ensimmäisessä menetelmässä mittauslanka kiinnitettiin kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien risteukseen kuvan 3.20a mukaisella kiinnipuristettavalla metallikiinnikkeellä. Toisessa menetelmässä mittauslanka kiinnitettiin konesuuntaiseen vetoelementtiin kuumaliimalla ja puristamalla kuvan 3.20b mukaisella metallikiinnikkeellä.

Ensimmäinen kiinnitysmenetelmä ei toiminut kunnolla verkossa Fortrac 35/35-35 tiiviissä hiekassa, koska konesuuntaiset vetoelementit liukuivat poikkisuuntaisten vetoelementtien "läpi" suuremmalla siirtymällä kantavan maanpaineen kehityttyä poikkisuuntaisissa vetoelementtejä vasten. Anturit liukuivat poikkisuuntaisten vetoelementtien siirtymien, mutta eivät konesuuntaisten vetoelementtien siirtymien, mukaisesti. Mitatut siirtymät olivat todellisia konesuuntaisten vetoelementtien siirtymiä pienempiä ja toisella menetelmällä kiinnitettyjä antureiden mitattuja siirtymiä pienempiä. Ero havaitaan tarkasteltaessa liitteen F7b pisteiden 1 ja 2 siirtymiä (koe P3E) sekä verrattaessa vahvisteiden siirtymiä kokeissa P1E ja P6E (liitteet F6a ja F9 kuva 1). Kokeessa P1E anturi kiinnitettiin kuvan 3.20a kiinnitysmenetelmällä ja kokeessa P6E kuvan 3.20b kiinnitysmenetelmällä. Kuvan 3.20a kiinnitysmenetelmää käytettiin kokeissa P1E, P2E ja P3E (kokeessa P3E anturin 1 lanka kiinnitettiin kuvan 3.20b menetelmällä).

Tensar SS2 ja SR80 vahvisteverkkojen takapäähänsiirtymän mittauslangat kiinnitettiin taakse keskimäiseen kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien risteyskohtaan solmimalla rautalankakiinnikkeeseen. Muut Tensar SS2:n siirtymäanturien metallilangat kiinnitettiin kuvan 3.20 mukaisilla menetelmillä, joista molemmat toimivat ko. verkolla. Verkolla Tensar SR80 mitattiin ainoastaan takapäähän siirtymä.





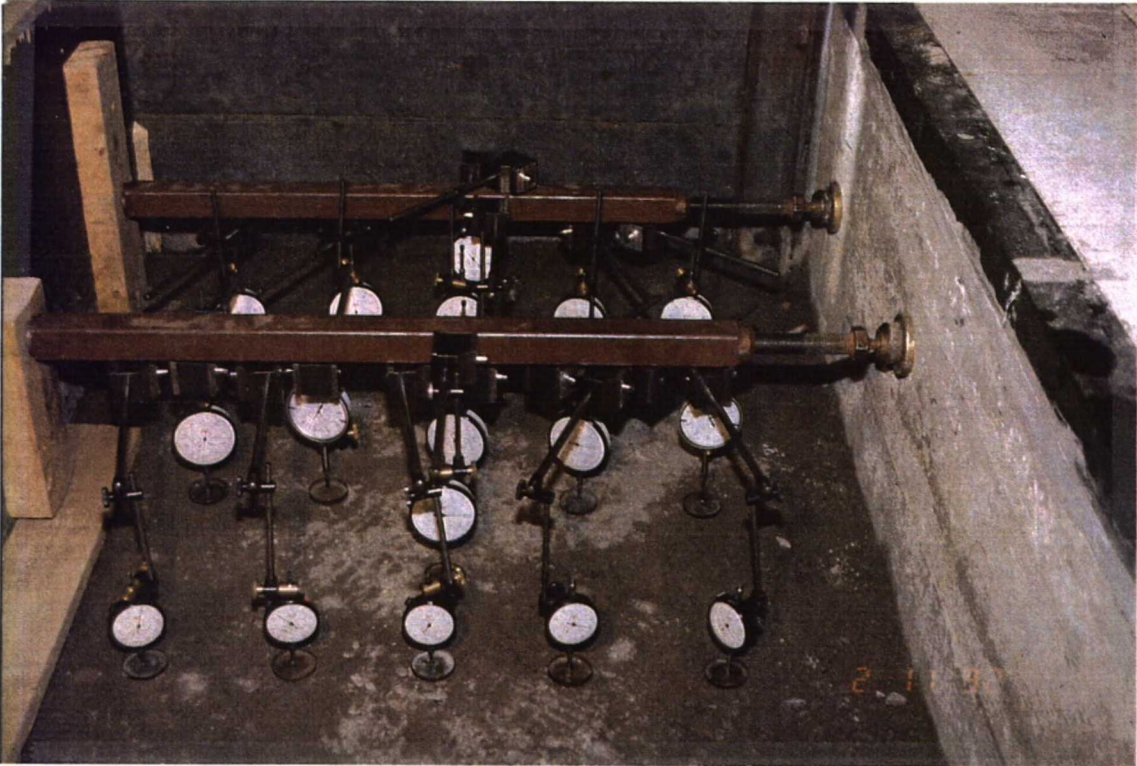
Kuva 3.20 Ulosvetokoe. Siirtymänmittauslankojen kiinnitys vahvisteverkkoon.  
a Fortrac 35/35-35. b Tensar SS2.

### 3.4.4 Maanpinnan vertikaalisiirtymien mittaus

Kolmessa ulosvetokeessa kalliomurskeella käytettiin vertikaalijännitystä 7,5 kPa, joka aiheutui pelkästä maan omasta painosta. Koska maakerroksen pinnalla ei käytetty ilmapussia, oli maanpinnan vertikaalisiirtymiä mahdollista mitata mittakelloilla kuvan 3.21 mukaisesti.

Kaikilla kolmella tutkitulla verkkotyypillä tehtiin yksi ulosvetokoe, jossa maanpinnan vertikaalisiirtymät mitattiin verkon ulosvedon aikana (kokeet P15E, P9F ja P3G). Kokeissa P15E ja P3G siirtymiä mitattiin 18:lla mittakellolla ja kokeessa P9F 25:llä mittakellolla. Mittakellojen asteikkoväli oli 0,01 mm. Mittakellojen sijainnit on esitetty kuvassa 4.13a ja liitteissä H1a ja H3a.

Mittakellot kiinnitettiin koekuopan sivuseinien väliin kiilattuihin metallitankoihin magneettijalustoilla. Mittakellojen antureiden alle asetettiin Ø noin 50 mm:ä olevia "purkin kansia" estämään antureiden maahan painuminen. Mittakellot luettiin manuaalisesti 4 mm:n puristimen siirtymävälein. Kokeessa P3G lukemaväli harvennettiin 8 mm:iin, kun puristin oli siirtynyt 86 mm:ä.



*Kuva 3.21 Ulosvetokoe P3G. Koejärjestely maanpinnan vertikaalisiirtymien mittamiseksi mittakelloilla.*

### 3.5 Venymäliuskoilla instrumentoidut kokeet

#### 3.5.1 Käytetyt venymäliuskat ja kytkennät

Venymäliuskojen (strain gage) toimivuutta synteettisessä vahvisteessa tutkittiin kahdella venymäliuskatyypillä, joiden valmistaja oli Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd. Valmistajan ilmoittama suurin muodonmuutos ensimmäiselle liuskatyypille (KFE-5-120) oli 10 % ja toiselle liuskatyypille (KLM-6-120) 20 %. Venymäliuskojen ominaisuudet ja mitat on esitetty taulukossa 3.2. Venymäliuskat liimattiin Kyowan liimalla EC-30. Ulosvetokeessa vahviste ja venymäliuskat peitettiin hiekalla. Liuskat suojattiin Kyowan kosteussuojalla C-5, mahdollisen kosteuden aiheuttamien oikosulkujen ja muiden häiriöiden vähentämiseksi.

*Taulukko 3.2 Venymäliuskojen ominaisuudet ja mitat.*

Type KYOWA	max. Strain %	Gage factor	Dimensions, mm	
			Gage L×W	Base L×W
KFE-5-120	10	2,12	5,0×2,0	11,0×3,4
KLM-6-120	20	1,85	6,5×3,8	17,5×7,5

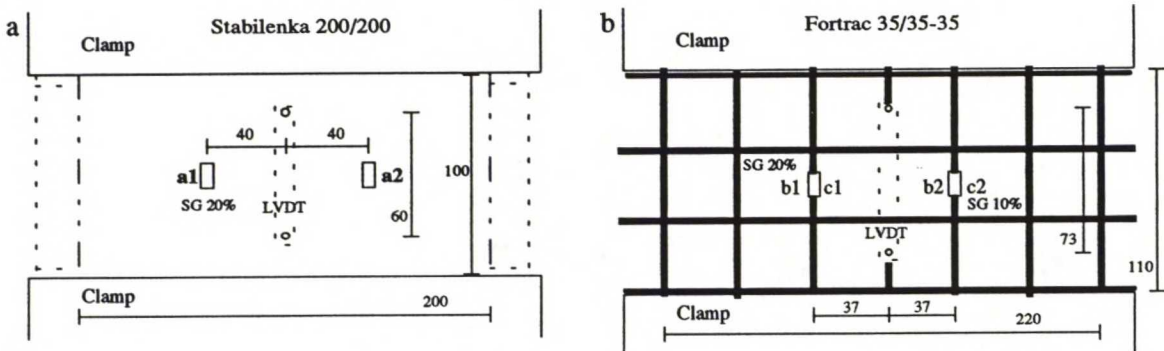


Ulosvetokokeessa venymäliuskoihin jätettiin noin 0,4 m:n pituiset ohuet päällystetyt johdot. Johdot juotettiin kiinni paksumpiin nelijohtoisin PFSK-4X0.22 -kaapeleihin ympäristöstä aiheutuvien sähköisten häiriöiden vaikutuksen pienentämiseksi. Venymäliuskojen kytkentänä käytettiin liitteen H1 mukaista neljäjohtoista neljännessiltaa (four-wire quarter-bridge configuration). Kytkenässä tarvittiin vain yksi venymäliuska mittauspistettä kohden. Kymmentä toimivaa liuskaa kohden oli yksi ylimääräinen liuska (dummy strain gage), jolla kompensoitiin lämpötilan vaikutus. Muodonmuutokset ja LVDT:llä mitatut siirtymät tallennettiin tietokoneen kovalevylle joka viides sekunti.

### 3.5.2 Venymäliuskoilla instrumentoidut vahvisteet vetokokeessa

Venymäliuskojen toimivuutta erilaisilla vahvisteilla tutkittiin koehallissa standardiveto-koelaitteistolla ilmassa vetokokeilla a - d. Standardiveto-koesta poiketen vetonopeutena oli 1 %/min kiinnitysleukojen vapaasta välistä, koska hitaampi vetonopeus vastaa paremmin vahvisteen kuormitusnopeutta ulosvetokokeessa.

Vetokokeilla tutkitut venymäliuskoilla instrumentoidut vahvisteet olivat Stabilenka 200/200, Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2. Vahvistekankaaseen Stabilenka 200/200 ja ensimmäiseen Fortrac 35/35-35 -koekappaleeseen liimattiin kaksi 20%:n ja toiseen liimattiin kaksi 10%:n venymäliuskaa LVDT:n molemmille puolille symmetrisesti (kuva 3.22). Tensar SS2 -verkkoon liimattiin kaksi 10%:n venymäliuskaa kuten kuvassa 3.22b, seuraavilla erotuksilla: vetoleukojen väli 130 mm, LVDT:n mittauspisteiden väli 82 mm, konesuuntaisia vetoelementtejä 9 kpl ja venymäliuskojen etäisyys LVDT:stä 28 mm.



Kuva 3.22 Vetokoe. Venymäliuskojen sijainti vahvisteessa.  
a Stabilenka 200/200. b Fortrac 35/35-35.

Vetokokeiden a - d tulokset on esitetty vetovoima - vahvisteen suhteellinen muodonmuutos -koordinaatistossa, johon on lisätty venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset (kuva 3.23a ja liite H1 kuva 2 ja liite H2). Kuvassa 3.23b on esitetty kerroin, jolla kertomalla venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset vastaavat LVDT:llä mitattuja muodonmuutoksia yhtälön 3.1 mukaisesti. Kyseisen kertoimen arvoon on luonnollisesti suhtauduttava

varauksella, koska LVDT:n mittapisteiden väli oli 60, 73 tai 82 mm ja venymäliuska mittaa muodonmuutoksia vain keskeltä vetoleukojen väliä 5-6,5 mm:n alueelta. Tällöin jo vahviteen jännitysjakaumakin aiheuttaa eroa verrattaessa eri menetelmillä mitattuja muodonmuutoksia.

$$\varepsilon_i^* = k_i \times \varepsilon_i \quad (3.1)$$

$\varepsilon_i^*$  on venymäliuskalla i mitattu korjattu muodonmuutos  
 $k_i$  korjauskerroin, jolla venymäliuskalla i mitattu venymä muutetaan vastaamaan LVDT:llä mitattua muodonmuutosta  
 $\varepsilon_i$  venymäliuskalla i mitattu muodonmuutos

Vetokokeissa a - d havaittiin, että venymäliuskat mittaavat melko epätarkasti ja pysyvät yleensä huonosti kiinni tutkituissa vahviteissa. Yhteenvedo vetokoetuloksista standardivetokoelaitteistolla on esitetty taulukossa 3.3.

*Taulukko 3.3 Yhteenvedo venymäliuskojen toiminnasta vahviteessa. Vetokokeet standardivetokoelaitteistolla.*

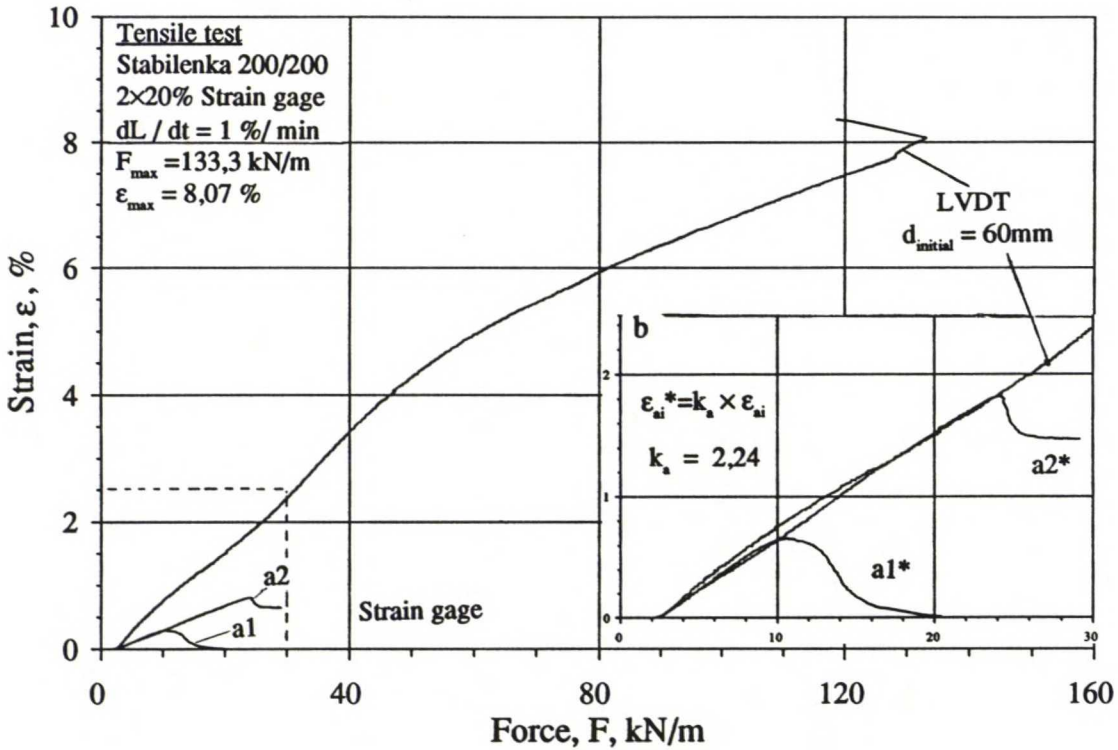
Tensile test Reinforcement	Strain gage	Coefficient $k_i$ (EQN 3.1)	Strain gage fixing failed			
			$\varepsilon$ , %	F, kN/m	$(\varepsilon / \varepsilon_r) \times 100$ , %	$(F/UTS) \times 100$ , %
Stabilenka 200/200	20 %	2,24	1,8	24,0	18	11
Fortrac 35/35-35	20 %	2,00	1,8	8,0	18	20
Fortrac 35/35-35	10 %	2,50	9,1	38,1	93	96
Tensar SS2	10 %	1,20	0,9	8,5	25	25

$\varepsilon_f$  and UTS measured at TKK, table 4.2

Vetokokeessa a vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 venymäliuska a1 irtosi liimauksesta, kun kankaan muodonmuutos oli noin 0,6 % ja vetovoima oli noin 10 kN/m (kuva 3.23). Venymäliuska a2 irtosi, kun kankaan muodonmuutos oli noin 1,8 % ja vetovoima noin 24 kN/m. Kiinnittämiseen käytetty liima kovettui ja kovetti kankaan kovaksi alueeksi venymäliuskan alta ja ympäriltä, jolloin kankaan muodonmuutos- ja lujuusominaisuudet muuttuivat. Tästä syystä venymäliuskoilla mitattu muodonmuutos on huomattavasti pienempi kuin LVDT:llä luotettavammin mitattu muodonmuutos. Kovettunut liima muodosti kankaaseen "epäjatkuvuuskohdan", josta kangas murtui huomattavasti standardivetolujuuttaan pienemmällä vetovoimalla. Vetolujuuden alenemiseen saattaa vaikuttaa myös liiman kemiallinen koostumus. Pienempi koenopeus kuin standardivetokokeessa luonnollisesti alentaa mitattua vahviteen murtolujuutta liitteen J1 mukaisesti.

Vetokokeessa b vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 20 %:n venymäliuskat irtosivat, kun verkon muodonmuutos oli noin 1,8 % ja vetovoima noin 8 kN/m (liite H1 kuva 2). Venymäliuska b1 irtosi liimauksesta. Liuskan b2 liimaus kesti, mutta verkon kuituja suojaava PVC-päälyste irtosi kuiduista liuskan mukana. Ilmeisesti liuskan jäykkyys oli liian suuri verrattuna kuitujen ja päälysteen keskinäiseen kiinnityslujuuteen.





Kuva 3.23 Vetokoe. Venymäliuskojen (20%) toiminta. a Vahvistekankaan Stablenka 200/200 muodonmuutoksen ja vetovoiman vuorosuhde. Kuvaan lisätty venymäliuskoilla mitattu vahvisteen muodonmuutos. b Venymäliuskoilla mitattu muodonmuutos kerrottuna korjauskertoimella  $k$ .

Vetokokeessa c 10 %:n venymäliuska c1 pysyi kiinni ja mittasi verkon Fortrac 35/35-35 muodonmuutoksia verkon murtoon saakka ( $\epsilon = 9,09 \%$  ja  $F_{\text{max}} = 38,1 \text{ kN/m}$ ). Venymäliuskaalla mitattu muodonmuutos oli huomattavasti pienempi kuin LVDT:llä mitattu (liite H2 kuva 1). Syynä saattaa olla kovaksi kovettuva liima ja/tai PVC-päällysteen liukuminen kuituihin nähden. Toisen venymäliuskan c2 liimaus epäonnistui. Kummankaan venymäliuskatyyppin (10 % ja 20 %) liimauksen ei havaittu vaikuttavan verkon Fortrac 35/35-35 muodonmuutokseen tai vetolujuuteen.

Vahvisteverkosta Tensar SS2 10 %:n venymäliuskat irtosivat, kun verkon muodonmuutos oli noin 0,9 % ja vetovoima noin 8,5 kN/m (liite H2 kuva 2). Venymäliuskan d2 muodonmuutos erosi huomattavasti toisen liuskan d1 muodonmuutoksesta, siksi että jännitys eri vetoelementeissä oli erisuuri kokeen alkaessa. Venymäliuskoilla mitattu verkon muodonmuutos vastasi kohtuullisen hyvin LVDT:llä mitattua muodonmuutosta. Huolellisemmalla verkon pinnan hionnalla venymäliuskat olisivat saattaneet pysyä paremmin kiinni.

### 3.5.3 Venymäliuskoilla instrumentoidut vahvisteet ulosvetokokeessa

Koeohjelmaa suunniteltaessa varauduttiin instrumentoimaan yksi vahvistekangas ja yksi verkko venymäliuskoilla. Esikokeiden pohjalta valittiin verkoksi Fortrac ja 10 %:n venymäliuskat samalla liimausmenetelmällä kuin esikokeissakin.

Vetokokeissa vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 käytetty kiinnitys osoittautui huonosti toimivaksi. Päätettiin liimata 10 %:n venymäliuskat ensin palaan materiaalia, jolla olisi samaa suuruusluokkaa oleva moduuli kuin Stabilenkalla. Materiaaliksi valittiin palat verkon Fortrac 35/35-35 vetoelementeistä, koska oli jo vetokokeissa havaittu liuskojen liimauksen toimivan ko. materiaalissa ja verkon moduuli on samaa kertaluokkaa kuin Stabilenkalla. Fortracin vetoelementeistä leikattiin noin 80 mm:n pituiset palat, joiden keskelle venymäliuskat liimattiin. Elementtien molemmista päistä kuidut (7 kpl) eroteltiin ja poistettiin PVC noin 15 mm:n matkalta. Elementit asetettiin kankaan alapuolelle siten, että venymäliuskat jäivät kankaan ja elementtien väliin. Elementtien päiden kuidut pujotettiin loimien ja kuteiden väleistä kankaan yläpuolelle, käännettiin vastakkaiseen suuntaan ja liimattiin kuumaliimalla.

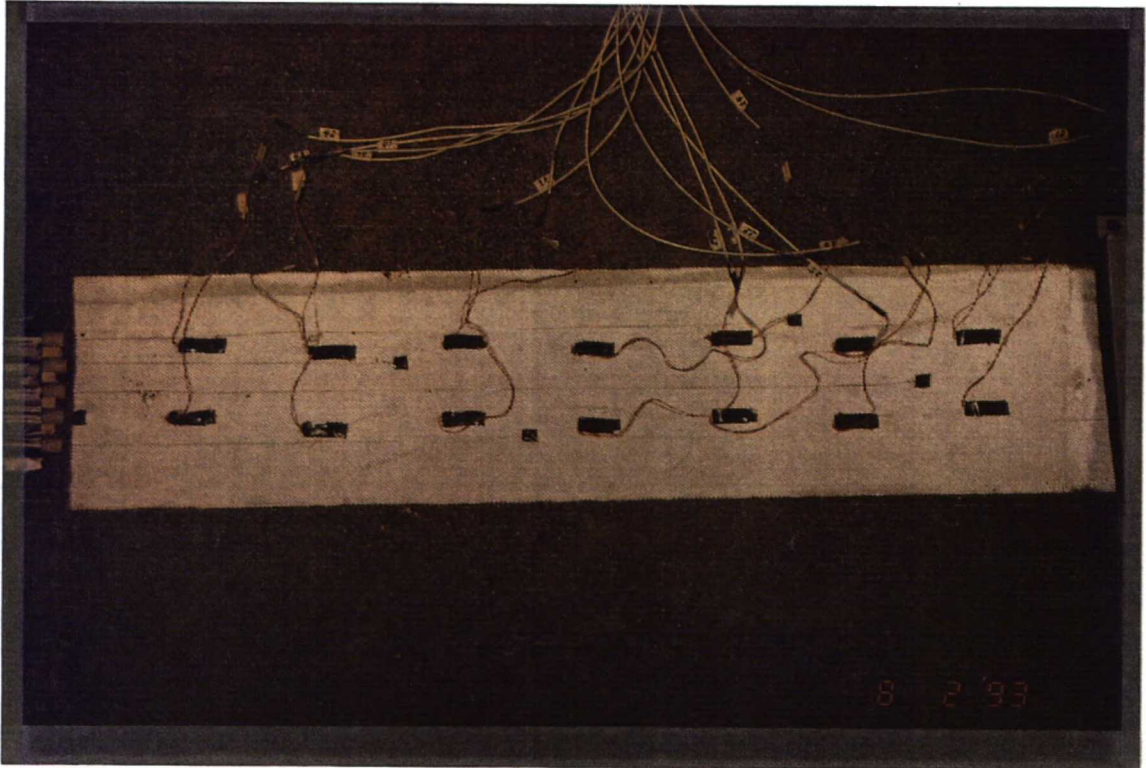
Ulosvetokokeissa siirtymät ovat yleensä suuria, joten venymäliuskojen johtojen kiinnitys tulisi tehdä riittävän vahvaksi. Verkoon Fortrac 35/35-35 kiinnitettiin johdot aluksi yhdellä "metallinipistimellä" venymäliuskan vierestä ja toisella hieman kauempaa. "Metallinipistin" katkoi johtoja, joten kiinnitys vaihdettiin hyvin toimineeksi kuumaliimailmastointiteippi yhdistelmäksi. Kankaaseen Stabilenka 200/200 johdot kiinnitettiin kuumaliimalla. Kiinnitys oli liian heikko ja useimmat johdot irtosivat kokeen aikana. Ainoastaan viisi neljästätoista johdosta pysyi kiinni suurimpaan ulosvetovoimaan saakka.

Venymäliuskat liimattiin verkkoon Fortrac 35/35-35 keskimmäisen konesuuntaisen vetoelementin viereisiin elementteihin pareittain symmetrisesti. Kankaaseen Stabilenka 200/200 liuskat liimattiin siten, että kankaan keskilinjasta ensimmäinen venymäliuska oli noin 45 mm ja toinen noin 55 mm sivussa (keskinäinen etäisyys poikkisuunnassa 100 mm). Konesuunnassa nämä etäisyydet keskilinjasta vuorottelivat siten, että konesuunnassa peräkkäiset liuskat eivät olleet samassa linjassa. Liuskojen ja LVDT:n mittauspisteiden kiinnityspisteet Stabilenkaan ja Fortraciin on esitetty kuvassa 3.24 ja liitteissä H5a ja H6a.

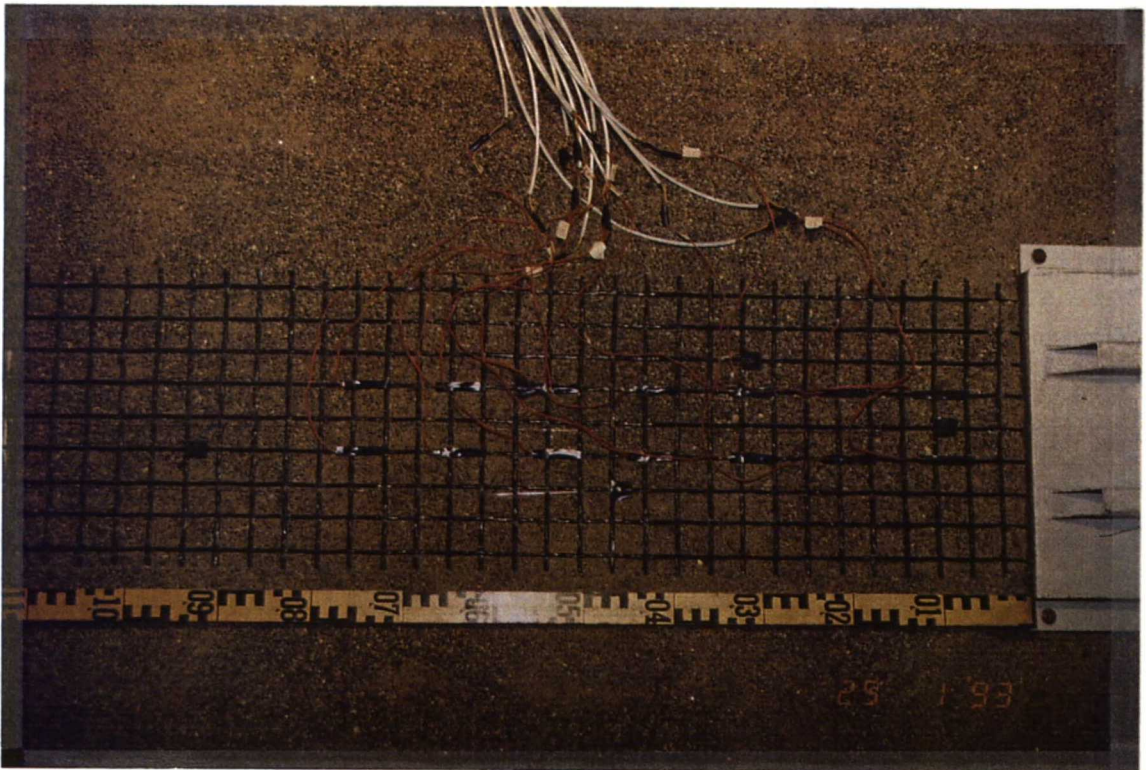
Venymäliuskojen ja liitosten toimivuus tarkistettiin liimauksen jälkeen ns. esikokeella kuormittamalla vahvistetta koekuopassa ilmassa siten, että vahvisteeseen takapää kiinnitettiin puupuristimeen, joka tuettiin koekuopan etuseinää vasten koolingeilla. Vahvisteeseen muodonmuutoksia mitattiin kaikilla 14:llä venymäliuskalla ja yhdellä LVDT:llä, joka oli kiinnitetty puristimiin vahvisteeseen molemmissa päissä. Kokeen alussa vahvisteseen vedettiin pieni esijännitys, jonka jälkeen LVDT:n ja venymäliuskojen mittaustulokset nollattiin. Venymäliuskojen testauksessa verkolla Fortrac 35/35-35 suurin vetovoima oli noin 4,2 kN/m ( $\approx 11$  % UTS:stä) ja kankaalla Stabilenka 200/200 suurin vetovoima oli noin 15,1 kN/m ( $\approx 7$  % UTS:stä).



a



b



Kuva 3.24 Ulosvetokoe. Venymäliuskojen ja siirtymänmittauspisteiden sijainnit:  
 a Vahvistekankaassa Stabilenka 200/200 (koe P8A).  
 b Vahvisteverkossa Fortrac 35/35-35 (koe P6E).



Esikokeen tulokset esitetään venymäliuskoilla mitatun ja LVDT:llä mitatun muodonmuutoksen suhteena (liite H3 ja H4). Ilmeisesti jännitys ei jakautunut tasaisesti vahvisteeseen, sillä molemmissa vahvisteissa muodonmuutokset olivat suurempia toisessa vedonsuuntaisessa venymäliuska jonossa (i.1 merkityt liuskat). Syynä epätasaiseen jännitysjakaumaan on todennäköisesti esikolaitteiston epäsymmetrisyys eli puisen takapuristimen toinen pää oli lähempänä etuseinää kuin toinen.

Liitteiden H3 ja H4 a kuvissa alin käyrä esittää vahvisteessa vallitsevan vetovoiman. Kuvista havaitaan, että kaikki venymäliuskat toimivat lukuunottamatta Fortracin liuskaa 7.2. Liuskan johdoissa oli kosketushäiriö, jota ei havaittu vastusmittarilla ennen kuormitusta. Stabilenkassa venymäliuskat 2.2, 3.2 ja 6.2 käyttäytyivät muista poikkeavasti. Liuskan 2.2 muista poikkeavaa käyttäytymistä ei voi selittää epätasaisella jännitysjakaumalla vahvisteessa vaan liuskan kiinnityselementtiin oli ilmeisesti muodostunut "esijännitystä" elementtiä kankaaseen kiinnitettäessä, jolloin kuormitettaessa elementti venyi ennen kangasta. Liuskan 3.2 epämääräiseen käyttäytymiseen ei ulosvetokokeessakaan löytynyt selitystä. Ilmeisesti liuskan kiinnityksessä oli päinvastainen tilanne kuin liuskalla 2.2 eli kiinnityksessä oli "löysää". Liuska 6.2 oli ilmeisesti vioittunut, koska se ei toiminut kunolla ulosvetokokeessakaan.

Toisena tavoitteena esikokeessa oli määrittää kerroin venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattujen muodonmuutosten välille. Stabilenkalla kerroin määritettiin piirtämällä suora silmämääräisesti liitteen H3 käyräparveen, kun LVDT:llä mitattu muodonmuutos oli välillä 3-4,5 %. Korjauskertoimeksi saatiin noin kymmenen. Vastaavalla menetelmällä Fortracilla korjauskertoimeksi saatiin noin 1,9 muodonmuutosvälillä 0-1 %.

Esikokeiden jälkeen venymäliuskat ja kosteusuoja suojattiin solumuovilla ja eristysnauhalla suoraa maanpainetta ja kitkaa vastaan. Vahvisteiden peittäminen aloitettiin vahvisteiden etupäästä ohuena hiekkakerroksena. Venymäliuskojen johdot lähtivät liuskoista vahvisteiden vetosuuntaan kohti puristinta ohuen hiekkakerroksen päällä noin 100 mm, jonka jälkeen ne kääntyivät sivulle. Tämä tehtiin venymäliuskojen johtoihin kohdistuvan vastuksen pienentämiseksi vahvisteiden liikkeessä. Noin 400 mm:n päässä venymäliuskoista liuskojen ohuet johdot liittyivät paksumpiin kaapeleihin vahvisteiden sivulla.

Venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset on esitetty puristimen siirtymän suhteena kuvan 3.25 mukaisesti. Rinnakkaisilla venymäliuskoilla (i.1 ja i.2) mitatut vahvistekankaan Stabilenka 200/200 muodonmuutokset vastaavat kohtuullisen hyvin toisiaan. Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 etupään liuskoilla mitatut muodonmuutokset vastaavat hyvin toisiaan, mutta ilmeisesti taaempana verkon vetoelementeissä vallitsevat jännitykset eroavat toisistaan, koska muodonmuutokset venymäliuskajonossa i.2 ovat pienempiä. Kuvassa 3.25b ei ole tulostettu kaikkien venymäliuskojen mittaustuloksia kuvan selvyiden parantamiseksi. Molemmissa kokeissa oli ongelmana venymäliuskojen toiminnan loppuminen kohtuullisen pienillä muodonmuutoksilla.

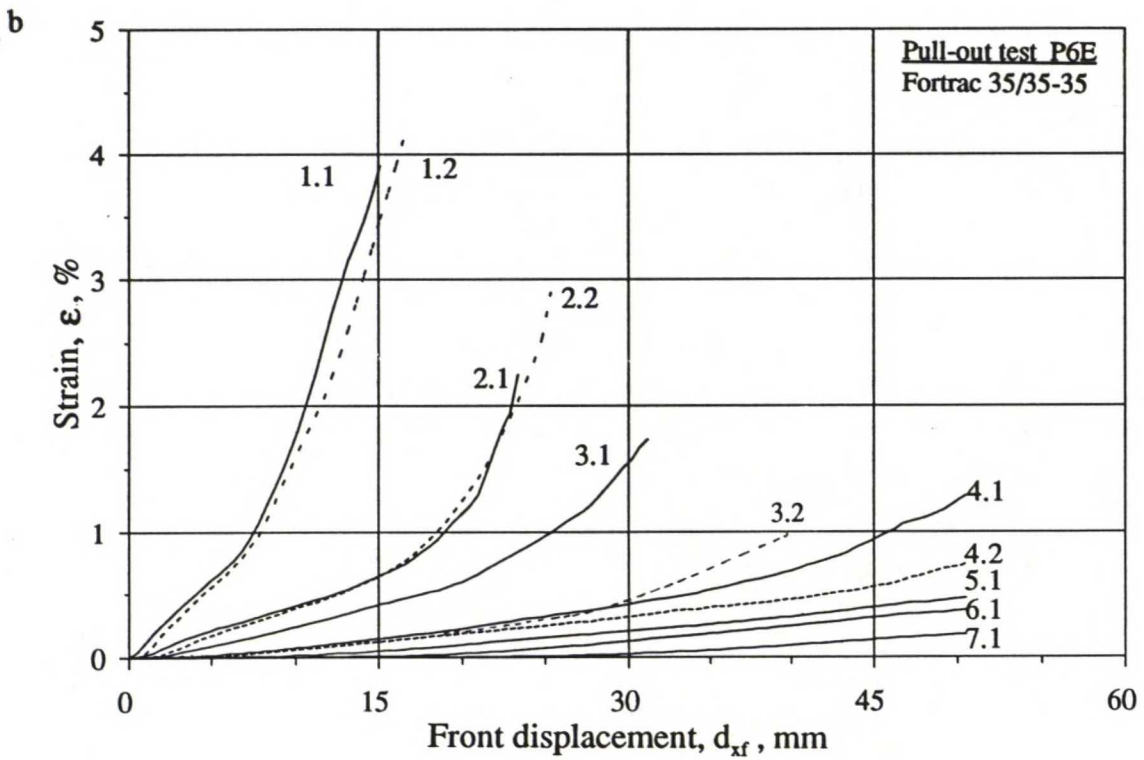
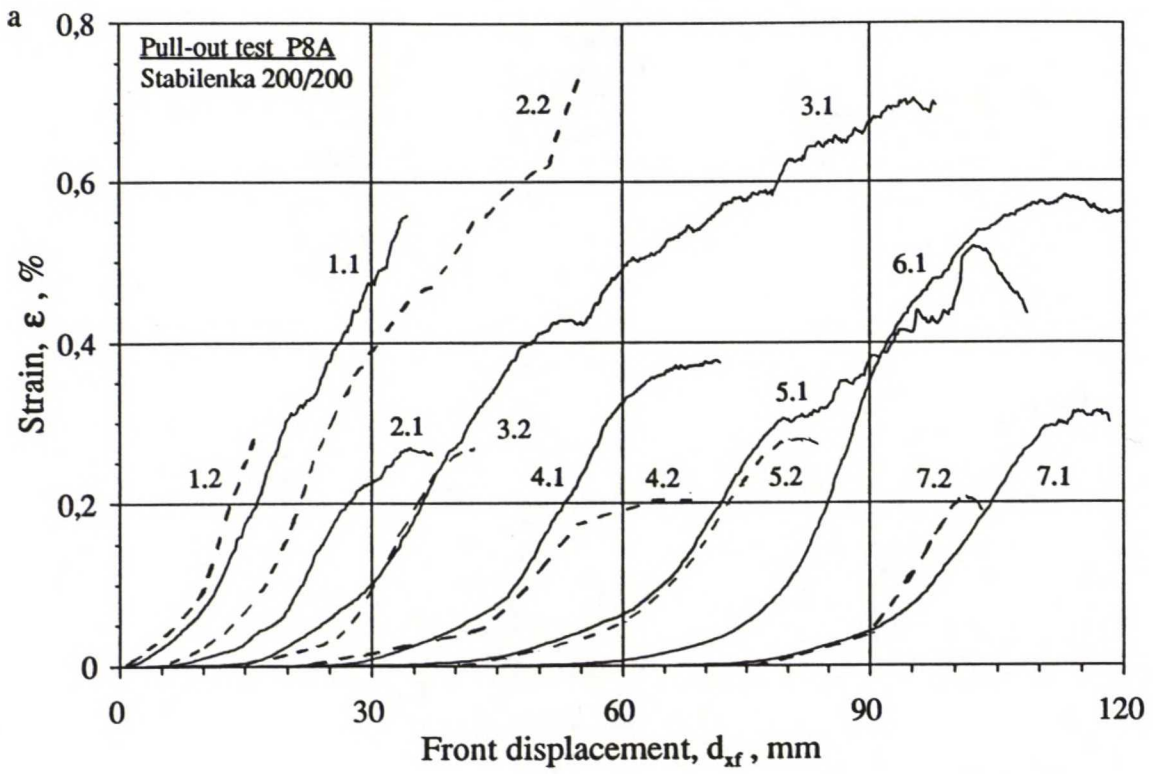


Stabilenkalla tehdyissä kokeissa yhtenä ongelmana oli johtojen irtoaminen liuskoista. Ainoastaan liuskojen 5.1, 6.1, 6.2, 7.1 ja 7.2 johdot pysyivät kiinni suurimpaan ulosvetovoimaan saakka. Liuskojen kiinnitykseen käytetyt vetoelementtien palat olivat ilmeisesti liian jäykkiä ja niiden kiinnitys liian heikko. Tämä havaitaan selvästi mm. liuskojen 1.1, 2.1, 3.1, 3.2, 4.1, 4.2, 5.1, 5.2 ja 7.2 kuvaajista, joissa mitattu muodonmuutos on alkanut pienentyä tai tasaantunut, vaikka ulosvetovoima on vielä kasvanut ja LVDT:llä mitattu muodonmuutos on kasvanut (kuva 3.25a ja 4.8 ja liite F2).

Tarkasteltaessa LVDT:llä mitattuja muodonmuutoksia on huomattava, että  $\epsilon_{01}$  on laskettu puristimen ja ensimmäisen siirtymänmittauspisteen välisestä siirtymäerosta. Tässä siirtymäerossa ei ole huomioitu mahdollista vahvistekankaan luistamista puristimen etuosassa (luistaminen alle 5 mm suurimmallakin ulosvetovoimalla kokeessa P7A). Lisäksi ulosvetokokeessa P8A Stabilenkalla siirtymänmittauspiste 2 liikkui todennäköisesti todellista vahvisteen siirtymää vähemmän, jolloin siirtymäeroista laskettu  $\epsilon_{12}$  on liian suuri ja  $\epsilon_{01}$  liian pieni.

Liitteessä H5b on verrattu venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattuja vahvistekankaan Stabilenka 200/200 muodonmuutoksia toisiinsa. Venymäliuskoilla mitattu muodonmuutos on kerrottu esikokeessa määritetyllä kertoimella kymmenen, jolloin eri menetelmillä määritettyjä muodonmuutoksia voi paremmin verrata toisiinsa. Kuvaajien alkuosien havaitaan kohtuullisella tarkkuudella vastaavan toisiaan. Kuinka kuvaajat vastaisivat toisiaan suuremmilla muodonmuutoksilla on vaikeata ennustaa edellä mainittujen ongelmien takia. Nyt käytetyllä venymäliuskojen kiinnitysmenetelmällä olisi mahdollisesti saavutettavissa parempia tuloksia, jos käytettäisiin joustavampia kiinnityselementtejä ja vahvempaa liima ja/tai metallikiinnitystä.

Liitteessä H6b on verrattu venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattuja vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 muodonmuutoksia toisiinsa. Venymäliuskoilla mitattu muodonmuutos on kerrottu esikokeessa määritetyllä kertoimella 1,9, jolloin eri menetelmillä määritettyjä muodonmuutoksia voi paremmin verrata toisiinsa. Kuvaajat vastaavat kohtuullisella tarkkuudella toisiaan. Venymäliuskat 2.1, 2.2 ja 3.2 lakkasivat toimimasta, kun vetoelementti, johon liuskat oli kiinnitetty liukui edellä sijaitsevan poikkisuuntaisen vetoelementin läpi. Kokeen alkaessa venymäliuskan etupää oli yli 5 mm poikkisuuntaisen vetoelementin takana. Liuskat 1.1, 1.2 ja 3.1 lakkasivat toimimasta johtojen katketessa.



Kuva 3.25 Ulosvetokoe. Venymäliuskoilla mitattujen vahvisten muodonmuutosten ja puristimen siirtymän suhde. a Vahvistekangas Stabilenka 200/200. b Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35.



## 4. TOTEUTETTU KOEOHJELMA

### 4.1 Tutkitut tuotteet

#### 4.1.1 Vahvistekankaat ja -verkot

Ulosvetokokeita tehtiin kahdella vahvistekankaalla ja kolmella vahvisteverkolla. Vahvistekankaat tutkittiin myös rasialeikkauskokeella. Valmistajien ilmoittamia tutkittujen geovahvisteiden perustietoja on esitetty taulukossa 4.1. Koemenetelmä tai standardi on esitetty taulukon alapuolella.

*Taulukko 4.1 Valmistajan ilmoittamat geovahvisteiden ominaisuudet.*

Label	Material	Index strength (Warp) kN/m	Strain at failure (Warp) %	Index strength (Weft) kN/m	Strain at failure (Weft) %	Weight, g/m <sup>2</sup>
Textile A <sup>1</sup>	Polyester/Polyester 200/200 (woven)	200 <sup>6</sup>	10	200	-	450
Textile C <sup>2</sup>	Polypropylene/Polypropylene (woven)	32 <sup>7</sup>	20	28	20	160
Grid E <sup>3</sup>	Polyester/Polyester, coated with PVC (Woven)	35 <sup>8</sup>	12,5	35	-	365
Grid F <sup>4</sup>	Polypropylene grid (biaxial drawn)	17,5 <sup>9</sup>	12,0	31,5	11,0	300
Grid G <sup>5</sup>	Polyethylene grid (uniaxial drawn)	80,0 <sup>10</sup>	11,2	-	-	700

1. Huesker Synthetic, a. s. 4. (Stabilenka 200/45).

2. Herranen 1993

3. Huesker Synthetic, b. s. 2; Huesker Synthetic, 1992 b.

4. Netlon Limited, a.

5. Netlon Limited, b.

6. DIN 5387, preload 5mN/tex  
or ASTM 1682/B52576

7. W=50 mm, L=100 mm,  
rate 100 mm/min

8. DIN 53857T1

9. 10. Netlon Limited 1984, s. 8-9, 16

Tuotteet on testattu myös Teknillisessä korkeakoulussa yksiaksiaalisella vetokokeella noin 21-22°C lämpötilassa ilman suhteellisen kosteuden ollessa 65 %. Vetokokeet on tehty ja koekappaleet on otettu ja valmistettu koetta varten standardiluonnoksen ISO/DIS 10319.2 mukaisesti. Kunkin vetokokeen aluksi näytettä vedettiin voimalla, joka oli noin yksi prosentti murtokuormasta. Vahvistekankainen koekappale leikattiin lopulliseen leveyteen (min. 200 mm) ja sähköinen siirtymänmittausanturi (LVDT) asetettiin paikoilleen kuvan 3.22 mukaisesti. Kokeita tehtiin kullekin materiaalille vähintään viisi kappaletta lujitteen pääkäyttösuuntaan ja joitakin tuotteita testattiin myös toiseen suuntaan. Kokeiden aikana mitattiin ja tulostettiin jännitys-muodonmuutoskäyrä, murtokuorma ja -muodonmuutos. Muodonmuutosnopeus kokeen aikana oli noin 15 %/min vetoleukojen vapaasta välistä.

*Taulukko 4.2 Standardivetokoe. Murtokuorma ja -suhteellinen muodonmuutos TKK:n kokeessa.*

Label	Raw materials and type of manufacturing	Mean value		Standard deviation	
		Tensile strength (Warp) kN/m	Strain at failure (Warp) %	Tensile strength (Weft) kN/m	Strain at failure (Weft) %
Textile A	Polyester/Polyester 200/200 (woven)	211,8	9,9	0,11	0,49
Textile C	Polypropylene/Polypropylene (woven)	34,1	19,2	0,70	0,55
Grid E	Polyester/Polyester, coated with PVC (Woven)	39,9	9,8	1,30	0,72
Grid F	Polypropylene grid (biaxial drawn)	34,5 <sup>1</sup>	11,9	0,30	0,42
Grid G	Polyethylene grid (uniaxial drawn)	79,5	15,0	1,80	0,98

1. Weft direction

*Taulukko 4.3 Standardivetokoe. Sekanttimoduuli TKK:n kokeessa.*

Label	Raw materials	Secant stiffness, J				
		$\Delta\epsilon=0-2\%$ kN/m	$\Delta\epsilon=0-4\%$ kN/m	$\Delta\epsilon=0-6\%$ kN/m	$\Delta\epsilon=0-10\%$ kN/m	$\Delta\epsilon=0-\epsilon_f$ % kN/m
Textile A	Polyester/Polyester	1790	1770	2120	2110	2110
Textile C	Polyprop./Polyprop.	310	260	250	230	180
Grid E	Polyester/Polyester	430	300	300	380	405
Grid F	Polypropylene	560	490	430	330	290
Grid G	Polyethylene	1220	900	760	630	530

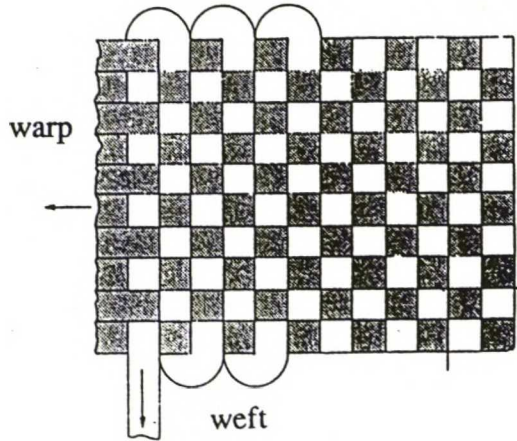
Murtokuorman ja -muodonmuutoksen sekä vastaavien keskihajontojen arvot standardivetokokeesta on esitetty taulukossa 4.2 Jännitys-muodonmuutuskäyrät on esitetty liitteessä A. Sekanttimoduuli lasketaan liitteen A3 kuvan 2 mukaisesti. Vetokokeiden tuloksista laskettujen sekanttimoduulien arvot ovat taulukossa 4.3.

Vahvistekangasta A valmistaa Huesker synthetic GmbH&Co ja sen tuotenimi on Stabilenka 200/200. Stabilenka on valmistettu polyesteristä (polyeteenitereftalaatti, Diolen 164S-polyesterikuitu) kone- eli pituussuunnassa ja kude- eli poikkisuunnassa. Stabilenka on kudottu niisikudoksena kuvan 4.1 mukaisesti. Kudosta kutsutaan yleisesti palttinaksi (plain weave) (Huesker Synthetic 1992 a; Van Zanten 1986, s. 67).

Kangasta C valmistaa Rosenlew ja sen tuotenimi on Rosenlew PP160. Kankaan varsinainen käyttökohde on suursäkit. Kangas on valmistettu polypropeeninauhasta pituus- ja



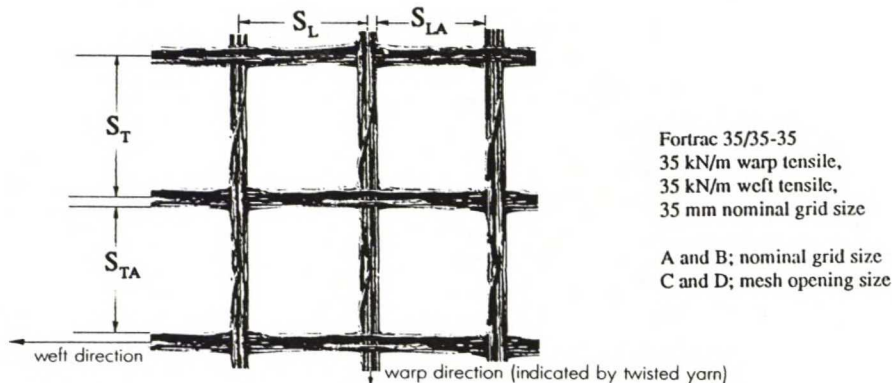
poikkisuunnassa ja se on kudottu niisikudoksena kuvan 4.1 mukaisesti (Panusalo, H. 1991; Van Zanten 1986, s.67).



Kuva 4.1 Niisikudoksen periaate. Palttina (Van Zanten 1986, s. 66).

Verkkoa E valmistaa Huesker synthetic GmbH&Co ja sen tuotenimi on Fortrac 35/35-35. Fortrac on valmistettu kone- ja poikkisuunnassa polyesteristä (Diolen 164S -polyesterikuitu). Kuidut on kudottu verkoksi ja päällystetty suojaavalla PVC-pinnoitteella. Kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen liitos perustuu PVC-pinnoitteen "liimaavaan" ominaisuuteen. Verkon nimellissilmäkoko on  $35 \times 35 \text{ mm}^2$  ja todelliset mitat ovat kuvan 4.2 mukaisilla merkinnöillä  $S_L \times S_T \approx 37 \times 37 \text{ mm}^2$  ja  $S_{LA} \times S_{TA} \approx 33 \times 31 \text{ mm}^2$ . (British Board of Agrément 1992, s.1; Nimmesgern und Wichter 1991, s.6).

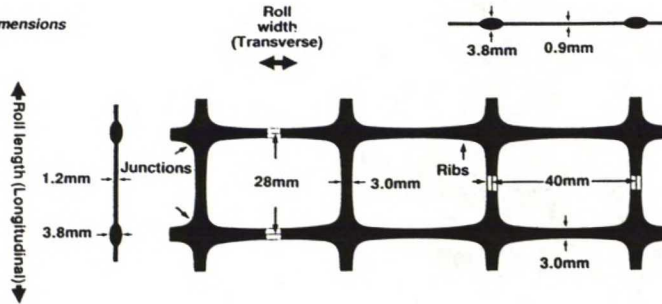
Verkkoja F ja G valmistaa Netlon Limited ja niiden tuotenimet ovat Tensar SS2 ja Tensar SR80. Verkkojen valmistus alkaa suulakepuristetun polypropyleeni tai polyetyleenin levyn reiityksellä, jonka jälkeen kontrolloidusti lämmitettyjä levyjä venytetään siten, että satunnaisesti orientoituneet pitkäketjuiset molekyylit orientoituvat venytyksen suuntaisiksi kuvan 4.4 mukaisesti. Kuvan 4.2 mukaisilla merkinnöillä ovat Tensar SS2:n mitat  $S_L \times S_T = 40,0 \times 28,0 \text{ mm}^2$  ja  $S_{LA} \times S_{TA} = 37,0 \times 24,2 \text{ mm}^2$ . Tensar SR80:n mitat ovat vastaavasti  $S_L \times S_T = 22,4 \times 160,0 \text{ mm}^2$  ja  $S_{LA} \times S_{TA} = 16,0 \times 144,0 \text{ mm}^2$ . Verkkojen dimensioid esitetään kuvassa 4.3 (Netlon Limited 1989, s.3, 8, 18).



Kuva 4.2 Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 dimensioid (British Board of Agrément 1992, s.1).

a

Typical Dimensions

**TENSAR SS2 GEOGRID**

for soils with a CBR <5% and with a high traffic intensity and/or high axle loadings. Fill grading as SS1.

**Polymer:** polypropylene

**Weight:** 0.30 kg/m<sup>2</sup>

**Quality Control Strength**

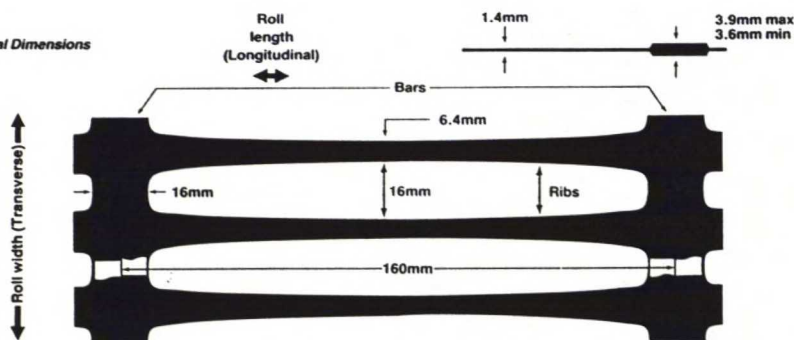
Transverse: 31.5 kN/m

Longitudinal: 17.5 kN/m

**Roll dimensions:** 50 m x 4 m

b

Typical Dimensions

**TENSAR SR80 GEOGRID**

**Polymer** = High density polyethylene

**Weight** = 0.7 kg/m<sup>2</sup>

**Quality Control Strength** = 80 kN/m

**Characteristic Strength (longitudinal)**

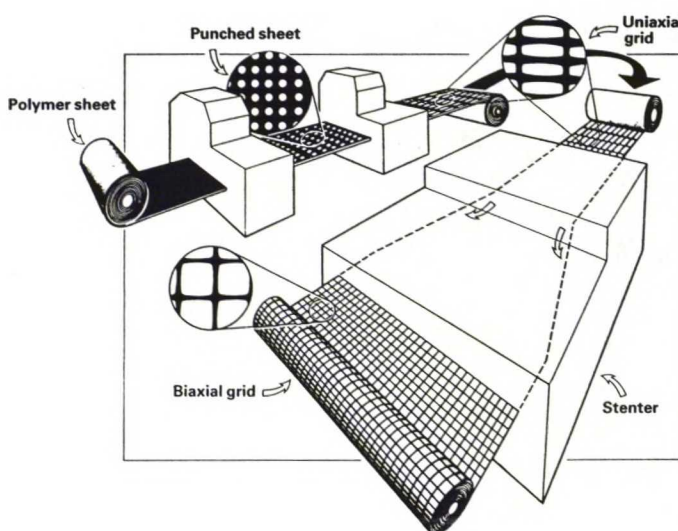
**[120 year design life]**

: 30.5 kN/m (in-soil temperature 20°C)

: 32.5 kN/m (in-soil temperature 10°C)

**Roll dimensions:** 30 x 1 m

Kuva 4.3 Vahvisteverkon dimensiot. a Tensar SS2. b Tensar SR80 (Netlon Limited 1989, s.18).



Kuva 4.4 Verkkujen Tensar SS2 ja Tensar SR80 valmistus (Netlon Limited 1989, s.3).



#### 4.1.2 Maalajien luokitusominaisuudet

Rasialeikkauskokeissa käytettiin kolmea eri maalajia: Ojakkalan hiekka, kalliomurske 0-12mm ja kevytsora ks 20 (4-10mm). Ulosvetokokeissa käytettiin kolmea eri maalajia: Ojakkalan hiekka, kalliomurske 0-32mm ja kevytsora ks 50 (4-20mm).

Hiekka on peräisin Ojakkalasta, Oy Lohja Ab:n soranottoaikalta. Siitä on pesuseulonnalla poistettu 0,0125 mm pienemmät rakeet ja kokeita varten näyte on laboratoriossa seulottu 4 mm seulan läpi. Hiekan rakeisuus on määritetty kuivaseulonnalla. Rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 4.5. Rakeisuudeltaan hiekka on tasarakeista. Hiekan raekokosuhte ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) on 3,0 ja keskimääräinen raekoko  $d_{50}$  on 1,2 mm. Hiekan tiivistyvyys on tutkittu parannetulla Proctorkokeella. Luokitusominaisuudet on koottu taulukkoon 4.4.

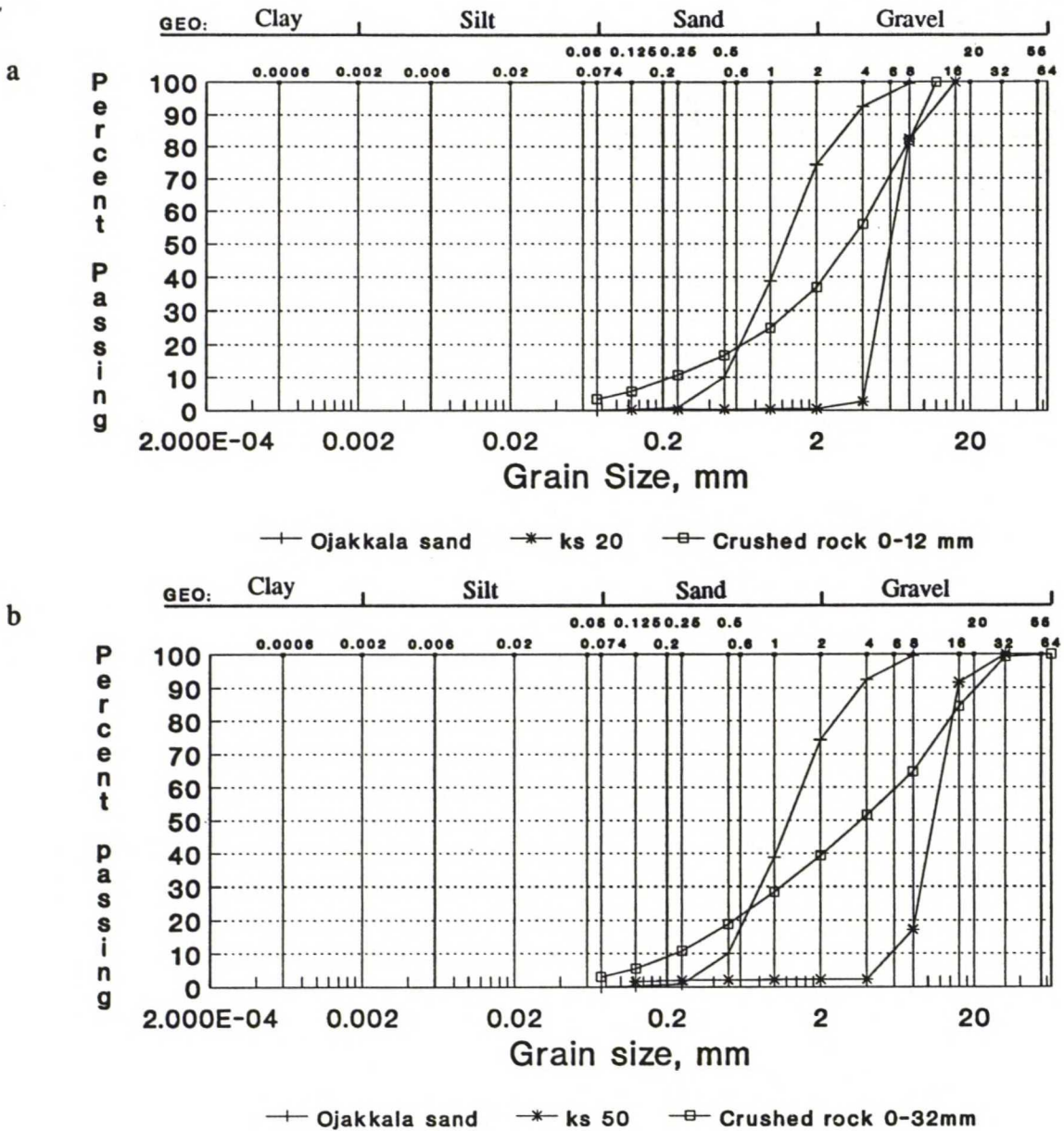
*Taulukko 4.4 Ojakkalan hiekka. Luokitusominaisuudet (Juvankoski 1985, s.3-5).*

Property	unit	Ojakkala sand
Specific gravity	$\rho_s$ , t/m <sup>3</sup>	2,69
Minimum dry density	$\rho_{dmin}$ , t/m <sup>3</sup>	1,56
Maximum dry density	$\rho_{dmax}$ , t/m <sup>3</sup>	1,81
Void ratio	$e_{min} \dots e_{max}$	0,489...0,724
Coefficient of uniformity	$C_u$	3,0
Medium of grain size	$d_{50}$ , mm	1,2
Grainshape		Globular, angular
Minerals		Quartz, mica, feldspar

Ulosveto- ja rasialeikkauskokeissa käytetyt kalliomurskeet toimitettiin Oy Lohja Ab:n kiviainesmurskaamolta Pasilasta. Rasialeikkauskokeisiin toimitetun murskeen raekoko oli 0-16 mm, mutta se seulottiin 12 mm:n seulan läpi kokeita varten. Ulosvetokokeissa käytetty murske oli rakeisuudeltaan 0-32 mm. Rakeisuus on määritetty kuivaseulonnalla. Rakeisuuskäyrät ovat kuvassa 4.5. Rakeisuudeltaan murskeet ovat suhteistuneita. Murskeen 0-12mm raekokosuhte  $C_u$  on 22,5 ja murskeen 0-32mm raekokosuhte on 24,0. Murskeen tiivistyvyys on tutkittu parannetulla Proctorkokeella. Luokitusominaisuudet on koottu taulukkoon 4.5.

*Taulukko 4.5 Kalliomurske 0-12mm ja 0-32mm. Luokitusominaisuudet.*

Property	unit	Crushed rock 0-12mm	Crushed rock 0-32mm
Maximum dry density	$\rho_{dmax}$ , t/m <sup>3</sup>	2,19	2,34
Coefficient of uniformity	$C_u$	22,5	24,0
Medium of grain size	$d_{50}$ , mm	3,0	4,0
Grainshape		Angular	Angular



Kuva 4.5 Rakeisuus. a Rasialeikkauskoe: Ojakkalan hiekka, Kalliomurske 0-12mm ja kevytsora ks 20. b Ulosvetokoe: Ojakkalan hiekka, Kalliomurske 0-32mm ja kevytsora ks 50.

Rasialeikkaus- ja ulosvetokokeissa käytetyt kevytsoralajitteet ovat peräisin Oy Lohja Ab:n Kuusankosken tehtaalta. Rasialeikkauskokeissa käytetty lajite on ks 20 ja sen rakeisuusalue on välillä 4-10 mm. Ulosvetokokeissa käytetty lajite on ks 50 ja sen rakeisuusalue on välillä 4-20 mm. Rakeisuus on määritetty kuivaseulonnalla ja rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 4.5. Rakeisuudeltaan molemmat kevytsoralajikkeet ovat tasarakeista. Kevytsoran ks 20 raekokosuhte  $C_u$  on 1,5 ja keskimääräinen raekoko  $d_{50}$  on 6 mm. Kevytsoran ks 50 raekokosuhte  $C_u$  on 2,0 ja keskimääräinen raekoko  $d_{50}$  on 12 mm. Luokitusominaisuudet on koottu taulukkoon 4.6.

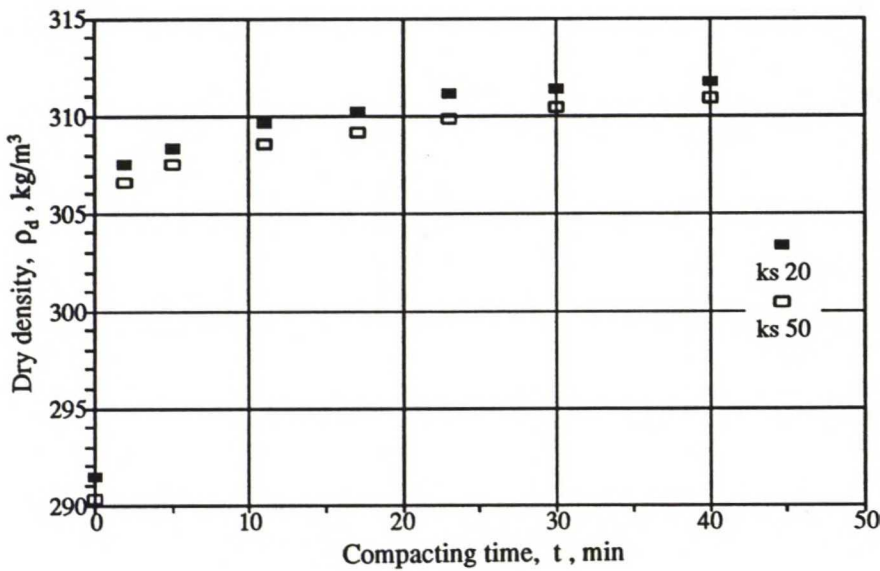
Kevytsoran pienin kuivairtotehiys määritettiin asettamalla sora varovaisesti kauhalla 53,4 litran suuruiseen tynnyriin. Suurin kuivairtotehiys määritettiin täyrtämällä tynnyrissä ole-



vaa kevytsoraa tärypöydällä. Kevytsoran päälle asetettiin pyöreä vanerilevy, jota painettiin käsin kevyesti tärytyksen ajan. Vanerilevyn painuma mitattiin tietyin väliajoin. Levyn painuman perusteella laskettiin kuivairtotiheys. Kevytsoran kuivairtotiheyden muuttuminen tärytysajan suhteen on esitetty kuvassa 4.6. Tiheyttä määritettäessä kevytsoran ks 20 vesipitoisuus oli 10,4 % ja ks 50 vesipitoisuus oli 0,2 %.

*Taulukko 4.6 Kevytsoran ks 20 ja ks 50 luokitusominaisuudet.*

Property	unit	ks 20	ks 50
Specific gravity	$\rho_s$ , t/m <sup>3</sup>	2,354	2,514
Minimum dry density	$\rho_{dmin}$ , t/m <sup>3</sup>	0,2915	0,2903
Maximum dry density	$\rho_{dmax}$ , t/m <sup>3</sup>	0,3117	0,3109
Void ratio	$e_{min} \dots e_{max}$	6,552...7,076	7,086...7,660
Coefficient of uniformity	$C_u$	1,5	3,0
Medium of grain size	$d_{50}$ , mm	1,2	6,0
Grainshape		Globular	Globular



*Kuva 4.6 Kevytsoran ks 20 ja ks 50 tiivistyminen tiivistämisajan suhteen.*

Kevytsoran raaka-aineena on hienorakeinen, plastinen savi. Kevytsoran valmistukseen käytetään Salpauselän eteläpuolista savea, jonka kemiallinen koostumus on esitetty taulukossa 4.7. Savi poltetaan pyörivässä uunissa 1050-1170 °C lämpötilassa. Saviraaka-aineeseen lisätään polton yhteydessä raskasta polttoöljyä 0,2-0,4 % painosta paisumisen lisäämiseksi ja kalkkia paisumisen parantamiseksi. Polttoaineena käytetään maakaasua ja/tai jauhettua kivihiiltä. Poltossa savi paisuu ja muotoutuu uunin pyörivän liikkeen ansiosta pinnaltaan koviksi sintraantuneiksi pyöreähköiksi rakeiksi. Kevytsoran pH on noin 8,5 jos poltossa ei ole lisätty kalkkia. Jos kalkkia on lisätty on pH noin 10,3. (LECA-kevytsora/-eriste 1986, s.1; Kärkkäinen, M. 1992)

Taulukko 4.7 Salpausselän eteläpuolisten savien koostumus. (Kärkkäinen 1992)

Percentage of dry weight, %		Percentage of dry weight, %	
SiO <sub>2</sub>	50 - 60	CaO	1 - 2
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15 - 25	Na <sub>2</sub> O	2 - 3
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5 - 10	C, O	3 - 4
MgO	3 - 4		

#### 4.1.3 Maalajien lujuusominaisuudet

Maalajien lujuusominaisuudet on esitetty taulukossa 4.8. Lujuusominaisuudet on kerätty aikaisemmista tutkimuksista tai nyt tehdyistä kokeista. Suurella rasialeikkauskokeella (305 × 305 mm<sup>2</sup>) määritettiin Ojakkalan hiekan, kalliomurskeen 0-12mm sekä kevytsoran ks 20 ja ks 50 lujuusominaisuudet (koeohjelma taulukossa 4.9). Rasialeikkauskokeiden horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys -kuvaajat ja kitkakulman määrittäminen on esitetty liitteessä B1-B5. Horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -kuvaajat on esitetty liitteessä B6-B7. Suurella rasialeikkauskokeella määritetty kevytsoran ks 50 kitkakulma ei ole luotettava. Ilmeisesti leikkausrasian pituuden ja tasarakeisen kevytsoran keskimääräisen raekoon suhde  $L / d_{50} = 50$  oli liian pieni.

Kolmiakselikokeella (d=250 mm, h=500 mm) määritettiin murskeen 0-32mm ja kevytsoran ks 50 lujuusominaisuudet (koeohjelma taulukossa 4.10). Kolmiakselikokeiden aksiaalinen muodonmuutos-deviatorinen jännitys -kuvaajat ja kitkakulman määrittäminen on esitetty liitteessä C1-C3. Leikkausmuodonmuutos-tilavuudenmuutos -kuvaajat on esitetty liitteessä C4.

Taulukko 4.8 Rasialeikkaus- ja ulosvetokokeissa tutkittujen maalajien lujuusominaisuudet.

Soil	Direct shear test				Triaxial test					D %	D <sub>r</sub> %
	$\phi_o$ °	c kPa	$\phi_c$ °	$\sigma_v$ kPa	$\phi_o$ °	c kPa	$\phi_c$ °	$\psi$ °	$\sigma_3$ kPa		
Ojakkala sand	44,9 <sup>1</sup> 42,6 <sup>2</sup>	5,5 10	39,8 -	25-200 25-100	44,3 <sup>6</sup>	1	37,5	47-49	25-100	99	0,97
Ojakkala sand	40,5 <sup>1</sup> 39,0 <sup>2</sup>	3,4 10	38,2 -	25-100 25-100	43,6 <sup>7</sup>	10,9	32,3	-	40-240	94	0,60
Ojakkala sand	- 36,9 <sup>2</sup>	- 10	- -	- 25-100	40,5 <sup>8</sup>	-	-	-	40-240	91	0,40
cr 0-16mm	47,2 <sup>3</sup>	16,6	47,2	25-100	-	-	-	-	-	88	-
cr 0-32mm	-	-	-	-	44,7 <sup>9</sup>	14	41,2	38-44	16-76	86	-
ks 20	44,3 <sup>4</sup>	3,8	41,1	15-60	43,8 <sup>10</sup>	10	-	45-52	15-45	Dense	-
ks 50	49,0 <sup>5</sup>	11,9	48,5	15-60	46,3 <sup>11</sup>	2,4	-	39-50	12-42	100	1,00
ks 50	-	-	-	-	40,8 <sup>12</sup>	4,5	34,8	37-42	11-41	93	0,04

1. big shear box: 305×305 mm<sup>2</sup>,  $d_x/dt=0,5$  mm/h,  $w=0,2$  % 7. d=100 mm, h=100 mm,  $d_{e1}/dt=1,5\%/h$ . (Juvankoski 1985, s. 34)

2. small shear box 60×60 mm<sup>2</sup>

8. d=100 mm, h=100 mm,  $d_{e1}/dt=1,5\%/h$ . (Kastepohja 1985, s. 37)

3. big shear box: 305×305 mm<sup>2</sup>,

9. d=250 mm, h=500 mm,  $d_{e1}/dt=6\%/h$ ,  $w=1,8-2,2\%$

$d_x/dt=0,5$  mm/h,  $w=2,0-2,7$  %

10. d=250 mm, h=500 mm,  $d_{e1}/dt=6\%/h$ ,  $w=18,2\%$ . (Viitala 1993, s.15-16)

4. 5. big shear box: 305×305 mm<sup>2</sup>,  $d_x/dt=0,5$  mm/h,  $w=0,2$  %

11, 12. d=250 mm, h=500 mm,  $d_{e1}/dt=6\%/h$ ,  $w=0,1\%$

6. d=100 mm, h=200 mm,  $d_{e1}/dt=12\%/h$ ,  $w=0,2$  %. (Forsman 1993, s. 19,22)



**Taulukko 4.9 Rasialeikkauskoeohjelma. Tutkitut maalajit Ojakkalan hiekka, kevytsora ks 20, kevytsora ks 50 ja kalliomurske 0-32mm.**

Soil Test No.	Vertical stress $\sigma_v$ kPa	Soil	Dry density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
D1	25	sand <sup>1</sup>	1,80	99	0,97	0,2
D2	54	sand	1,80	99	0,97	0,2
D3	100	sand	1,80	99	0,97	0,2
D4	202	sand	1,80	99	0,97	0,2
D11	25	sand	1,70	94	0,60	0,2
D12	50	sand	1,70	94	0,60	0,2
D13	100	sand	1,70	94	0,60	0,2
D14	15	ks 20 <sup>2</sup>	-0,309	99	0,89	2,0
D15	30	ks 20	-0,309	99	0,89	2,0
D16	60	ks 20	-0,309	99	0,89	2,0
D17	15	ks 50 <sup>3</sup>	-0,302	97	0,58	0,2
D18	30	ks 50	-0,302	97	0,58	0,2
D19	60	ks 50	-0,302	97	0,58	0,2
D20	25	cr 0-12 <sup>4</sup>	1,93	88	-	2,7
D21	50	cr 0-12	1,93	88	-	2,0
D22	100	cr 0-12	1,93	88	-	2,1

1. Ojakkala sand
2. Light Expanded Clay Aggregate 4-10mm.
3. Light Expanded Clay Aggregate 4-20mm.
4. Crushed rock 0-12mm.

**Taulukko 4.10 Kolmiakselikoeohjelma. Tutkitut maalajit kevytsora ks 50 ja kalliomurske 0-32mm.**

Soil Test No.	Cell pressure $\sigma_3$ kPa	Soil	Dry density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
T1	16	cr 0-32 <sup>1</sup>	1,92	86	-	1,9
T2	32	cr 0-32	1,92	86	-	2,2
T3	47	cr 0-32	1,92	86	-	2,2
T4	76	cr 0-32	1,92	86	-	1,8
T5	12	ks 50 <sup>2</sup>	-0,311	100	Dense	0,1
T6	22	ks 50	-0,311	100	Dense	0,1
T7	42	ks 50	-0,311	100	Dense	0,1
T8	11	ks 50	-0,290	93	Loose	0,1
T9	22	ks 50	-0,290	93	Loose	0,1
T10	41	ks 50	-0,290	93	Loose	0,1

$d \times h = 250 \times 500 \text{ mm}^2$ , CIDC,  $de_1/dt = 6\%/h$

1. Crushed rock 0-32mm.
2. Light Expanded Clay Aggregate 4-20mm.

## 4.2 Koeohjelma

### 4.2.1 Koeohjelma muunnetulla rasialeikkauskokeella

Tässä työssä käsitelty rasialeikkauskoeohjelma on esitetty taulukoissa 4.12a ja b ryhmiteltyinä siten, että vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 tehdyt kokeet ovat eri taulukoissa. Kokeen tunnus muodostuu seuraavasti: esimerkiksi D1A= Direct shear test + kokeen numero + textile A. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja maan välinen kitkakulma määritettiin tiiviillä ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalalla, keskitiiviillä kalliomurskeella 0-12mm ja tiiviillä kevytsoralla ks 20. Lisäksi määritettiin kankaan Rosenlew PP160 ja tiiviin hiekan välinen kitkakulma. Tiiviyydet on ilmoitettu taulukon 4.11 mukaisella jaottelulla.

*Taulukko 4.11 Hiekan suhteellisen tiiviyyden  $D_r$  jaottelu tiiviysasteisiin. (Rantamäki et al 1979, s. 87).*

Relative density, $D_r$	Density
0 - 0,33	Loose
0,33 - 0,67	Medium dense
0,67 - 1,00	Dense

*Taulukko 4.12a Koeohjelma muunnetulla rasialeikkauskokeella. Tutkittu vahvistekangas Stabilenka 200/200.*

Stabilenka 200/200 Test No.	Vertical stress $\sigma_v$ kPa	Soil	Dry density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
D1A	25 <sup>I</sup>	sand <sup>1</sup>	1,80	99	0,97	0,2
D2A	50	sand	1,80	99	0,97	0,2
D3A	100	sand	1,80	99	0,97	0,2
D4A	200	sand	1,80	99	0,97	0,2
D5A	25 <sup>II</sup>	sand	1,80	99	0,97	0,2
D6A	50 <sup>II</sup>	sand	1,80	99	0,97	0,2
D7A	50 <sup>III</sup>	sand	1,80	99	0,97	0,2
D18A	25	sand	1,70	94	0,60	0,2
D19A	50	sand	1,70	94	0,60	0,2
D20A	100	sand	1,70	94	0,60	0,2
D21A	60	ks 20 <sup>2</sup>	~0,309	99	0,89	2,0
D22A	30	ks 20	~0,309	99	0,89	2,0
D23A	15 <sup>I</sup>	ks 20	~0,309	99	0,89	2,0
D24A	15 <sup>II</sup>	ks 20	~0,309	99	0,89	2,0
D25A	25	cr 0-12 <sup>3</sup>	1,93	88	-	2,0
D26A	50	cr 0-12	1,93	88	-	2,1
D27A	100	cr 0-12	1,93	88	-	2,3

1. Ojakkala sand.

2. Light Expanded Clay Aggregate 4-12 mm.

3. Crushed rock 0-32mm.



*Taulukko 4.12b Koeohjelma muunnetulla rasialeikkauskokeella. Tutkittu materiaali suursäkkikangas Rosenlew PP160.*

<b>Rosenlew PP160</b>	Vertical stress $\sigma_v$ kPa	Soil	Dry density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
Test No.						
D1C	25	sand <sup>1</sup>	1,80	99	0,97	0,2
D2C	50	sand	1,80	99	0,97	0,2
D3C	100	sand	1,80	99	0,97	0,2

1. Ojakkala sand.

#### 4.2.2 Ulosvetokoeohjelma

Toteuttu ulosvetokoeohjelma on esitetty taulukoissa 4.13a-e ryhmiteltynä siten, että kullakin vahvisteella tehdyt kokeet ovat omassa taulukossaan. Kokeen tunnus muodostuu seuraavasti: esimerkiksi P1A= Pull-out test + kokeen järjestysnumero + Textile A.

Ulosvetokoeohjelma sisälsi 59 kappaletta kokeita seuraavasti: 25 kpl vahvistekankaalla Stabilenka 200/200, 1 kpl kankaalla Rosenlew PP160, 15 kpl vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35, 10 kpl vahvisteverkolla Tensar SS2 ja 8 kpl vahvisteverkolla Tensar SR80.

Vahvisteita vedettiin ulos kolmen eri maalajin välistä. Maalajit olivat Ojakkalan hiekka (23 koetta), kalliomurske 0-32mm (22 koetta) ja kevytsora ks 50 (14 koetta). Hiekalla kokeita tehtiin tiiviissä ( $D_r=0,97$ ) ja keskitiiviissä tilassa ( $D_r=0,39-0,48$ ). Kevytsoralla kokeita tehtiin tiiviissä ( $D_r=0,87$ ) ja löyhässä tilassa ( $D_r=0,30$ ). Murskeella kokeita tehtiin vain keskitiiviissä tilassa ( $D=86\%$ ).

Kaikkien maalajien tiiviys on mitattu ennen vertikaalijännityksen asettamista. Kevytsoralla on havaittu tiivistymistä staattisen vertikaalijännityksen vaikutuksesta Rowe-sellikokeissa, joissa kevytsora oli keskitiivistä ( $D_r = 0,45-0,48$ ). Tiivistymistä tapahtui jo huomattavasti alle 50 kPa:n jännityksellä (Järvenmäki et al 1988, s.200). Voidaankin olettaa, että ulosvetokokeissa löyhäksi ilmoitettu kevytsora olikin todellisuudessa keskitiiviistä (taulukko 4.11).

Ojakkalan hiekan vesipitoisuus oli ulosvetokokeita aloitettaessa 0,4 %, josta se pian kuivui 0,2 %:in. Kevytsoran ks 50 vesipitoisuus oli 0,2 % kaikissa kokeissa. Murskeen vesipitoisuus oli 2,4 % laboratorioon toimitettaessa. Murskeen vesipitoisuus yritettiin pitää samana kuin se laboratorioon toimitettaessa oli, lisäämällä vettä murskeeseen kuoppaa täytettäessä. Vesipitoisuus vaihteli välillä 2,0-2,9 %.

Ulosvetokokeet tehtiin yhtä lukuunottamatta siirtymäohjattuina puristimen siirtymänopeudella 2 mm/min. Koetta jatkettiin vahviteen murtoon, puristimen maksimi siirtymään ( $d_x=160$  mm) tai "riittävään" siirtymään saakka. Vahvisteverkolla Tensar SS2 tehtiin yksi koe (P5F) nostamalla ulosvetovoimaa noin 3 kN/m suuruisin portain. Yhden kuormitusportaan kesto aika oli 10-30 min.

Taulukko 4.13a Ulosvetokoeohjelma vahvistekankaalla Stabilenka 200/200.

Stabilenka 200/200	Embedded W×L m	Vertical stress $\sigma_v$ kPa	Soil	Dry <sup>1</sup> density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
Test No.							
P1A	0,30×0,60	60	sand <sup>3</sup>	1,80	99	0,97	0,4
P2A	0,30×0,60	30	sand	1,80	99	0,97	0,3
P3A	0,30×0,60	15	sand	1,80	99	0,97	0,3
P4A	0,30×0,60	60	sand	1,80	99	0,97	0,3
P5A	0,30×0,60	70	sand	1,80	99	0,97	0,3
P6A	0,30×1,35	15	sand	1,80	99	0,97	0,2
P7A	0,30×1,35	60	sand	1,80	99	0,97	0,2
P8A <sup>2</sup>	0,30×1,35	30	sand	1,80	99	0,97	0,2
P9A	0,30×1,35	15	sand	1,65	91	0,39	0,2
P10A	0,30×1,35	30	sand	1,65	91	0,39	0,2
P11A	0,30×0,80	60	ks 50 <sup>4</sup>	~0,308	99	0,87	0,2
P12A	0,30×0,60	50	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P13A	0,30×0,60	25	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P14A	0,30×0,60	10	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P15A	0,30×0,60	40	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P16A	0,30×0,60	50	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P17A	0,30×0,60	60	ks 50	~0,308	99	0,87	0,2
P18A	0,30×0,60	40	ks 50	~0,296	95	0,30	0,2
P19A	0,30×0,60	25	ks 50	~0,296	95	0,30	0,2
P20A	0,30×0,60	10	ks 50	~0,296	95	0,30	0,2
P21A	0,30×0,60	70	cr 0-32 <sup>5</sup>	1,92	86	-	2,4
P22A	0,30×0,50	70	cr 0-32	1,92 <sup>6</sup>	86	-	2,1
P23A	0,30×0,50	30	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P24A	0,30×0,50	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,1
P25A	0,30×0,50	50	cr 0-32	1,92 <sup>6</sup>	86	-	2,0

1. Calculated on the basis of the mass of the soil and the volume of the testing box.

2. Instrumented by strain gauges.

3. Ojakkala sand.

4. Light Expanded Clay Aggregate 4-20mm.

5. Crushed rock 0-32mm.

6. Measured also by a nuclear densometer,  $\rho_d = 1,94 \text{ t/m}^3$ .

Taulukko 4.13b Ulosvetokoeohjelma suursäkkikankaalla Rosenlew PP160.

Rosenlew PP160	Embedded W×L m	Vertical stress $\sigma_v$ kPa	Soil	Dry <sup>1</sup> density $\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	Relative compaction D %	Relative density $D_r$ -	Water content w %
Test No.							
P1C	0,30×1,00	15	sand <sup>2</sup>	1,80	99	0,97	0,2

1. Calculated on the basis of the mass of the soil and the volume of the testing box.

2. Instrumented by strain gauges.



Taulukko 4.13c Ulosvetokoeohjelma vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35.

<b>Fortrac 35/35-35</b>	Embedded	Vertical stress	Soil	Dry <sup>1</sup> density	Relative compaction	Relative density	Water content
Test No.	W×L m	$\sigma_v$ kPa		$\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	D %	$D_r$ -	w %
P1E	0,33×1,30	15	sand <sup>2</sup>	1,80	99	0,97	0,2
P2E	0,33×1,10	25	sand	1,80	99	0,97	0,2
P3E	0,33×1,00	40	sand	1,80	99	0,97	0,2
P4E	0,33×0,82	15	sand	1,80	99	0,97	0,2
P5E	0,33×1,33	15	sand	1,67	92	0,48	0,2
P6E <sup>5</sup>	0,33×1,15	15	sand	1,80	99	0,97	0,2
P7E	0,33×0,33	40	ks 50 <sup>3</sup>	-0,308	99	0,87	0,2
P8E	0,33×0,52	10	ks 50	-0,308	99	0,87	0,2
P9E	0,33×0,33	25	ks 50	-0,308	99	0,87	0,2
P10E	0,33×0,33	10	ks 50	-0,308	99	0,87	0,2
P11E	0,33×0,33	15	cr 0-32 <sup>4</sup>	1,92	86	-	2,4
P12E	0,33×0,60	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P13E	0,33×0,33	40	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P14E	0,33×0,93	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,1
P15E <sup>6</sup>	0,33×0,62	7,5	cr 0-32	1,92	86	-	2,9

1. Calculated on the basis of the mass of the soil and the volume of the testing box.
2. Ojakkala sand.
3. Light Expanded Clay Aggregate 4-20mm.
4. Crushed rock 0-32mm.
5. Instrumented by strain gauges.
6. Dilation of the soil measured during the test.

Taulukko 4.13d Ulosvetokoeohjelma vahvisteverkolla Tensar SS2.

<b>Tensar SS2</b>	Embedded	Vertical stress	Soil	Dry <sup>1</sup> density	Relative compaction	Relative density	Water content
Test No.	W×L m	$\sigma_v$ kPa		$\rho_d$ t/m <sup>3</sup>	D %	$D_r$ -	w %
P1F	0,31×1,10	15	sand <sup>2</sup>	1,80	99	0,97	0,2
P2F	0,31×1,10	25	sand	1,80	99	0,97	0,2
P3F	0,31×0,78	40	sand	1,80	99	0,97	0,2
P4F	0,31×0,66	15	sand	1,80	99	0,97	0,2
P5F <sup>4</sup>	0,31×0,96	15	sand	1,80	99	0,97	0,2
P6F	0,31×1,10	14,5	sand	1,67	92	0,47	0,2
P7F	0,31×0,50	15	cr 0-32 <sup>3</sup>	1,92	86	-	2,4
P8F	0,31×0,30	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,1
P9F <sup>5</sup>	0,31×0,30	7,5	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P10F	0,31×0,30	25	cr 0-32	1,92	86	-	2,1

1. Calculated on the basis of the mass of the soil and the volume of the testing box.
2. Ojakkala sand.
3. Crushed rock 0-32mm.
4. Pull-out force increased step by step.
5. Dilation of the soil measured during the test.

Taulukko 4.13e Ulosvetokoeohjelma vahvisteverkolla Tensar SR80.

<b>Tensar SR80</b>	<b>Embedded</b>	<b>Vertical</b>	<b>Soil</b>	<b>Dry<sup>1</sup></b>	<b>Relative</b>	<b>Relative</b>	<b>Water</b>
<b>Test No.</b>	<b>W×L</b>	<b>stress</b>		<b>density</b>	<b>compaction</b>	<b>density</b>	<b>content</b>
	<b>m</b>	<b><math>\sigma_v</math></b>		<b><math>\rho_d</math></b>	<b>D</b>	<b><math>D_r</math></b>	<b>w</b>
		<b>kPa</b>		<b>t/m<sup>3</sup></b>	<b>%</b>	<b>-</b>	<b>%</b>
P1G	0,31×0,63	15	cr 0-32 <sup>2</sup>	1,92	86	-	2,5
P2G	0,31×0,63	30	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P3G <sup>3</sup>	0,31×0,63	7,5	cr 0-32	1,92	86	-	2,0
P4G	0,31×0,63	25	cr 0-32	1,92	86	-	2,5
P5G	0,31×0,31	25	cr 0-32	1,92	86	-	2,8
P6G	0,31×0,31	50	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P7G	0,31×0,31	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,4
P8G	0,31×0,95	15	cr 0-32	1,92	86	-	2,2

1. Measured by the mass of the soil and the volume of the testing box.

2. Crushed rock 0-32mm.

3. Dilatation of the soil measured during the test.

Vertikaalijännitys vahvisteen tasolla ulosvetokokeissa oli vaihdellen 7,5-70 kPa seuraavasti: Stablenka 200/200 7,5-70 kPa, Rosenlew PP160 15 kPa, Fortrac 35/35-35 7,5-40 kPa, Tensar SS2 7,5-40 kPa ja Tensar SR80 7,5-50 kPa. Kokeissa, joissa vertikaalijännitys oli 7,5 kPa ei käytetty ollenkaan ilmapussia. Näiden kokeiden aikana maanpinnan vertikaalisiirtymät mitattiin mittakelloilla (kokeet P15E, P9F ja P3G).

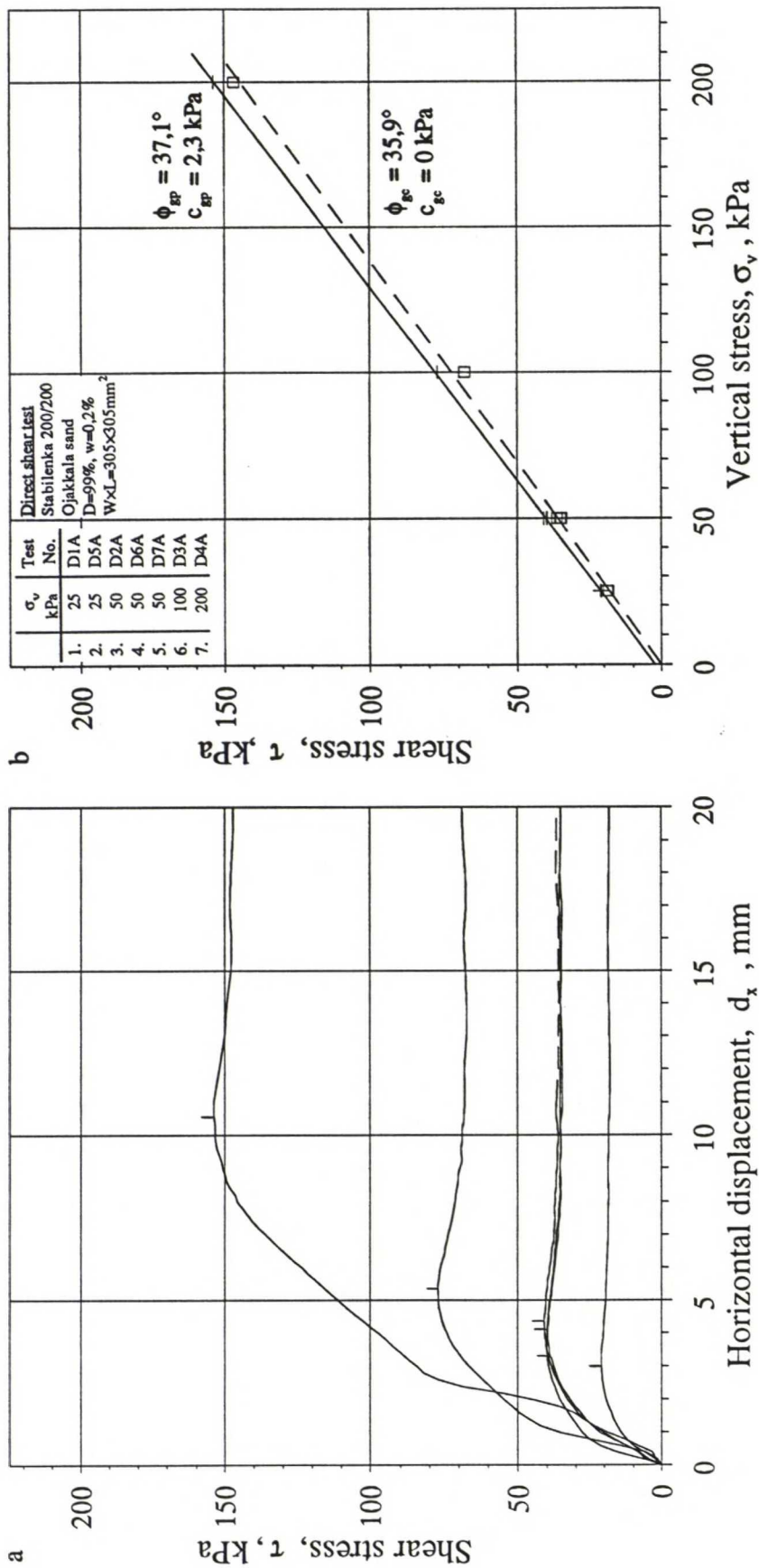
Kokeissa P8A ja P6E vahvistet Stablenka 200/200 ja Fortrac 35/35-35 instrumentoitiin 5:n siirtymähavainto LVDT:n lisäksi 14:llä venymäliuskalla.

### 4.3 Koetulokset

#### 4.3.1 Muunnetun rasialeikkauskokeen tulokset

Muunnetussa rasialeikkauskokeessa oletetaan leikkausjännityksen vahvisteen ja maan rajapinnassa mobilisoituvan tasaisesti. Leikkausjännitys lasketaan yksinkertaisesti jakamalla horisontaalivoima rajapinnan pinta-alalla. Pinta-alaa laskettaessa on otettu huomioon pinta-alan pieneneminen alarasian liikkeessä. Leikkausjännityksen ja alarasian siirtymän välinen vuorosuhde on esitetty kuvassa 4.7a. Vahvisteen ja maan rajapinnan kitkakulma määritetään vertikaalijännitys-leikkausjännitys koordinaatistossa kuvan 4.7b mukaisesti. Pisteitä yhdistävä suora on sovitettu useimmissa kokeissa pienimmän neliösumman periaatteella. Vastaavat kuvaajat muista tutkituista vahvistekangas-maa -yhdistelmistä on esitetty liitteessä D1-D4a. Kitkakulman määrittäminen eri kangas-maa -yhdistelmillä on esitetty liitteessä D1-D4b. Kitkakulman arvot on kerätty taulukkoon 5.1. Kuormituslevyn vertikaalisiirtymät on esitetty liitteessä D5-D6.





Kuva 4.7 Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiivillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisuorituksen vuorosuhte. b Kitakulman määrittäminen.

### 4.3.2 Ulosvetokoetulokset

Ulosvetokokeissa mitattiin voimaa, joka tarvittiin vahvистeen ulosvetämiseksi maakerrosten välistä. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde esitetään kuvan 4.8 mukaisesti. Kuvasta nähdään, kuinka suurella puristimen siirtymällä tietty ulosvetovoima kehittyy eri vertikaalijännityksillä. Vastaavat kuvaajat muista tutkittuista vahvистe-maa -yhdistelmistä on esitetty liitteen E kuvassa 1. Kussakin kokeessa mitattu suurin ulosvetovoima ja vastaava puristimen siirtymä on esitetty taulukossa 5.3. Taulukossa on lisäksi esitetty vahvистeen ankkuroinnin murtumistapa eli onko vahvистe murtunut vai liukunut ulos maakerrosten välistä.

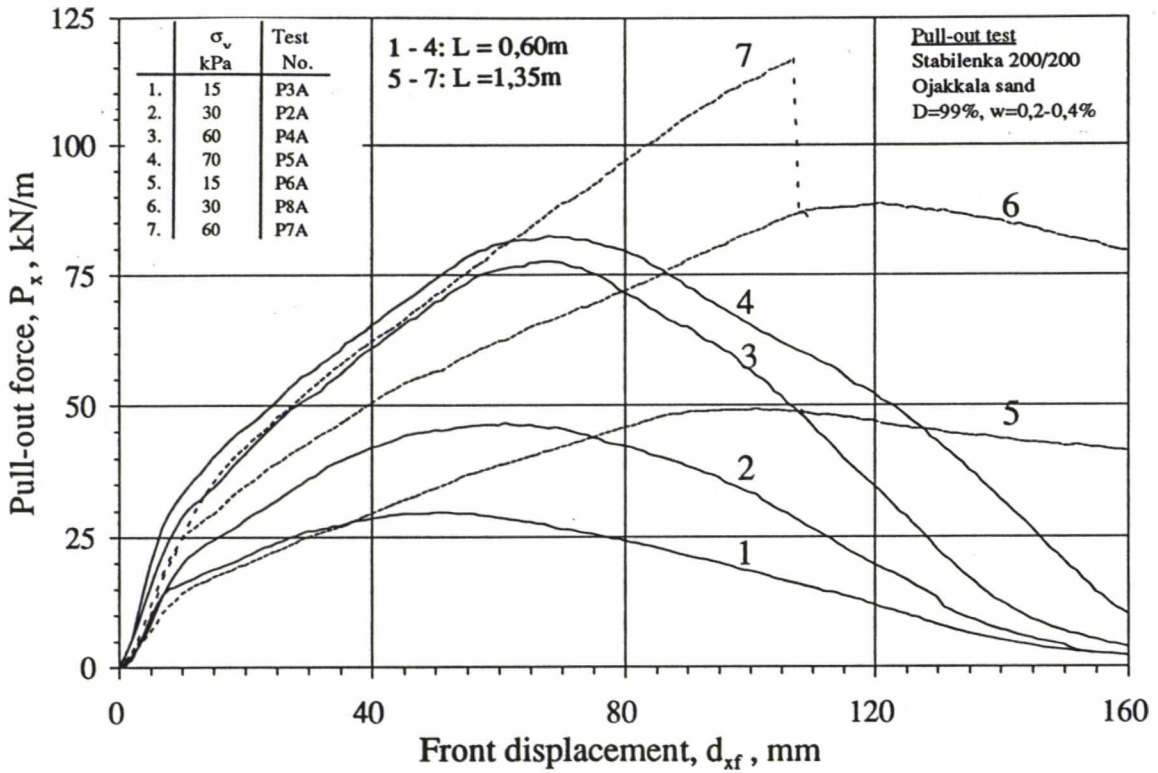
Vahvистeen siirtymiä mitattiin siirtymänmittauspisteisiin kiinnitettyjen teräslankojen ja LVDT:n avulla. Etäisyydellä  $x$  puristimesta sijaitsevan siirtymänmittauspisteiden alkaessa liikkua mitattiin vastaava ulosvetovoima, jolloin voitiin määrittää  $x$ :n pituisen vahvистeen ankkurikapasiteetin alaraja ko. olosuhteissa. Koko vahvистeen liikkeessä mitattu suurin ulosvetovoima vastaa vahvистeen ankkurikapasiteetin ylärajaa ko. olosuhteissa (liite E14 kuva 2).

Näin mitattu ulosvetovoiman ja vahvистeen tehokkaan pituuden vuorosuhde esitetään kuvassa 4.9. Yhtenäisellä viivalla yhdistetyt pisteet vastaavat vahvистeen ankkurikapasiteetin alarajaa eli ulosvetovoimaa, jolla etäisyydellä  $x$  sijaitseva siirtymänmittauspiste on juuri lähdössä liikkeelle. Katkoviivalla yhdistetyt tai merkityt pisteet vastaavat ankkurikapasiteetin ylärajaa koko vahvистeen liikkeessä. Vastaavat kuvaajat muista tutkituista vahvистe-maa -yhdistelmistä on esitetty liitteen E kuvassa 2. Kuvassa 4.9 ja liitteen E6 kuvassa 2 on esitetty myös vahvистeeseen kiinnitettyjen venymäliuskojen muodonmuutosten perusteella määritetty ulosvetovoiman ja vahvистeen tehokkaan pituuden vuorosuhde. Venymäliuskojen avulla määritetty vuorosuhde on esitetty kuvissa mustilla pisteillä.

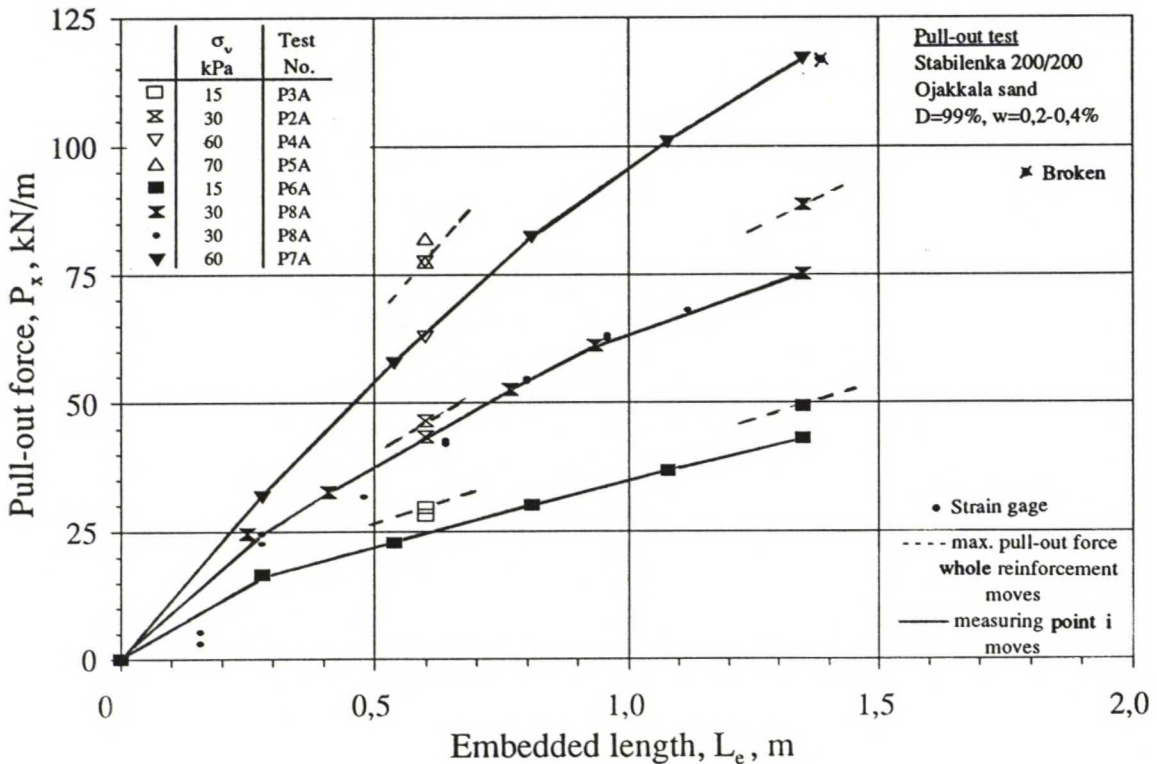
Vahvистeen eri pisteiden siirtymiä mitattiin viidellä LVDT:llä 18:ssa ulosvetokokeessa. Kuvan 4.10 pystyakselilla esitetään puristimen ja mittauspisteiden siirtymät. Vaaka-akselilla esitetään mittauspisteiden etäisyys puristimesta kokeen alkaessa. Mittauspisteiden sijainnit esitetään kuvan oikeassa yläkulmassa. Pisteiden etäisyys toisistaan vahvистeen poikkisuunnassa on noin 35 mm. Siirtymähavainnot on yhdistetty viivalla. Viivat vastaavat tilannetta, jossa mittauspiste on juuri lähdössä liikkeelle. Jos koko vahvистe liikkuu, niin ylin viiva esittää vahvистeen siirtymiä ulosvetovoiman ollessa suurimmillaan. Vastaavat kuvaajat muista vahvистe-maa -yhdistelmistä on esitetty liitteen F1-F15 kuvassa 1.

Vahvистeen siirtymien mittauspisteiden väliset suhteelliset muodonmuutokset on laskettu mittauspisteiden siirtymistä jakamalla pisteiden välinen siirtymäero pisteiden välisellä etäisyydellä. Vahvистeen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde esitetään kuvan 4.11 mukaisesti. Suhteelliset muodonmuutokset on esitetty ainoastaan 14:stä kokeesta, koska siirtymäantureiden kiinnitys vahvистeverkkoon Fortrac 35/35-35 ei toiminut neljässä kokeessa luotettavasti suuremmilla siirtymillä (kokeet P1E-P4E). Lasketut vahvистeen suhteelliset muodonmuutokset esitetään liitteen F1-F15 kuvassa 2.

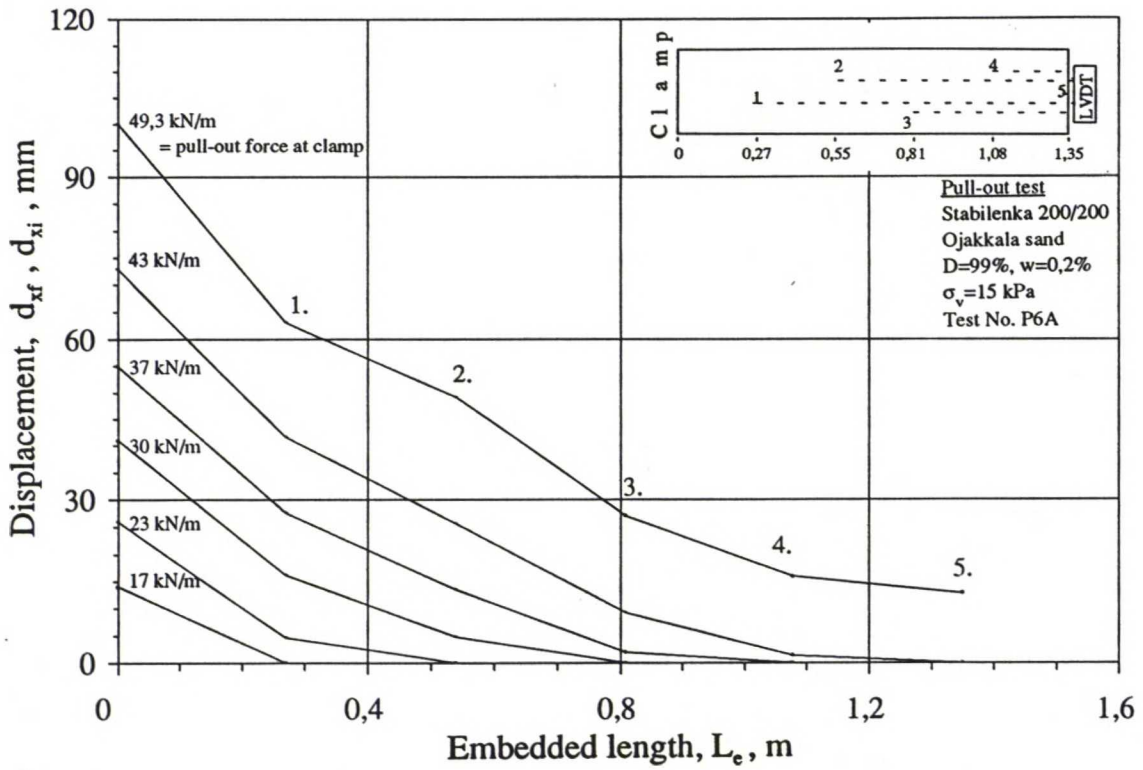




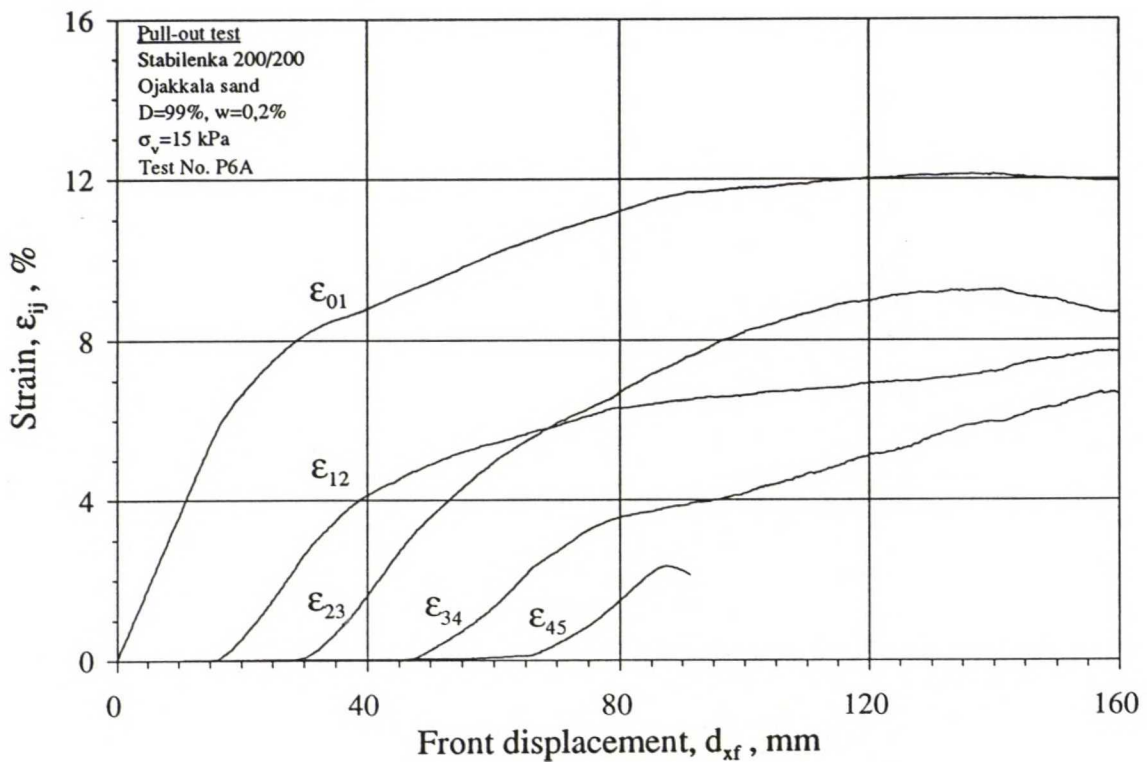
Kuva 4.8 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekal-la. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 - 70 kPa.



Kuva 4.9 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekal-la. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-70 kPa.



Kuva 4.10 Ulosvetokoe P6A vahvistekankaalla Stablenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.



Kuva 4.11 Ulosvetokoe P6A vahvistekankaalla Stablenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte.



Puristimen ja ensimmäisen siirtymän mittauspisteen väliltä laskettu vahvистeen suhteellinen muodonmuutos  $\epsilon_{01}$  on todennäköisesti "todellista" muodonmuutosta suurempi vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 suurella ulosvetovoimalla (liite F1-F2, kuva 2). Pisteessä 0 (=puristin) mitataan puristimen siirtymää, jolloin vahvistekankaan mahdollista venymistä ja luistamista puristimen etuosassa ei havaita mitatussa puristimen ja ensimmäisen mittauspisteen välisessä siirtymäerossa. Tämä aiheuttaa pisteiden 0 ja 1 välille liian suuren näennäisen muodonmuutoksen. Kankaan venymän ja luiston suuruus puristimessa oli todennäköisesti suurimmillaan noin 5 mm, joka on arvioitu koekappaleesta kokeen jälkeen. 5 mm:n liukuma puristimessa aiheuttaisi noin 2 %:a liian suuren suhteelliseen muodonmuutoksen  $\epsilon_{01}$  suoraan koetuloksista laskettuna. Kankaan venymän ja liukuman suuruus puristimessa tulisi tarkistaa kokeellisesti. Verkoilla vastaavaa liukumista puristimessa ei todennäköisesti tapahtunut, koska verkkojen lujuus ja samalla ulosvetovoima oli huomattavasti pienempi ja kiinnitys puristimeen oli erilainen.

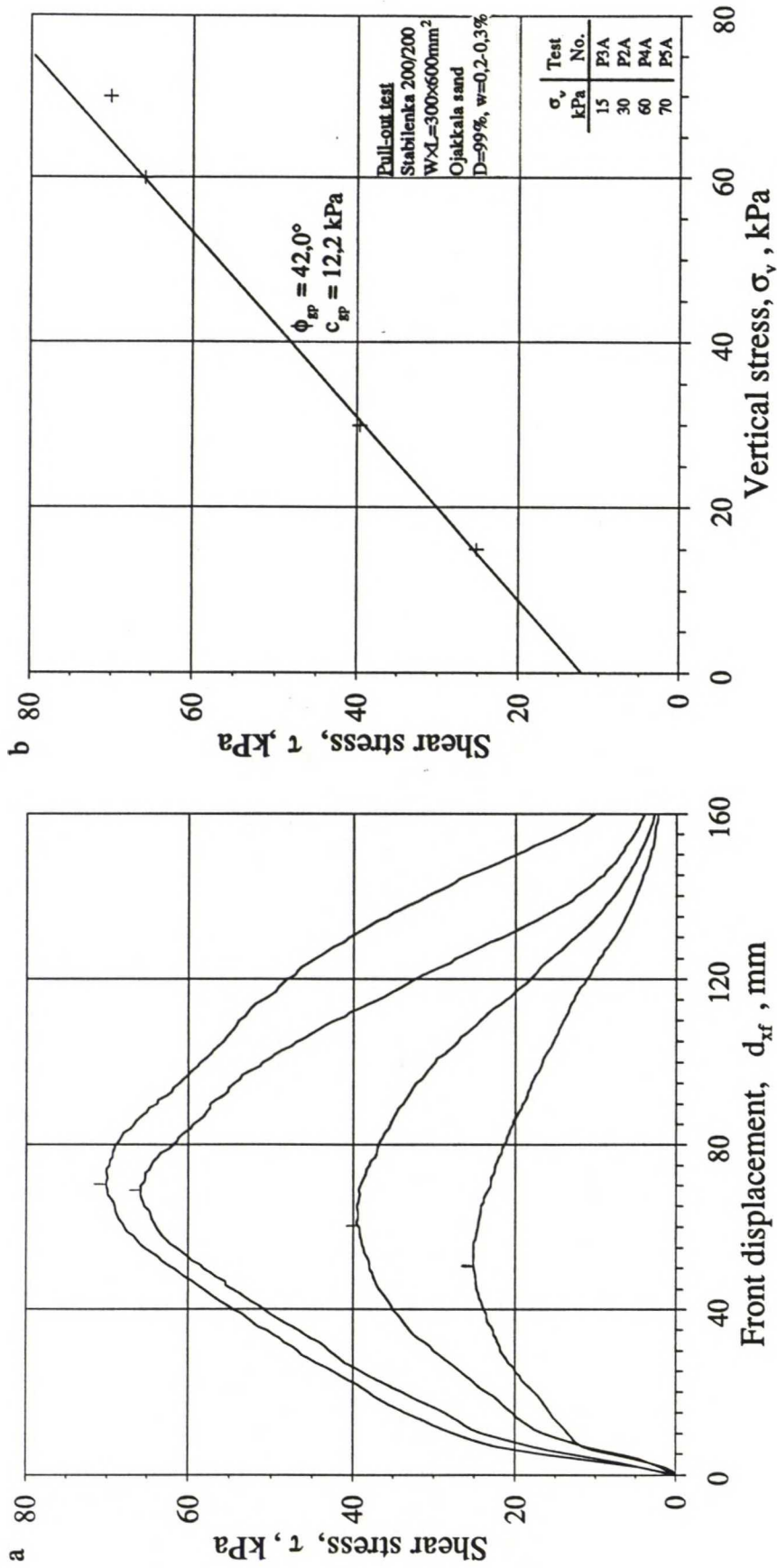
Ulosvetokokeista, joista on määritetty vahvистeen muodonmuutosjakauma (liite F1-F15 kuva 2), on määritetty keskimääräinen muodonmuutosnopeus pitkin vahvistetta kokeen alusta suurimpaan mitattuun ulosvetovoimaan. Keskimääräinen muodonmuutosnopeus pitkin vahvistetta on esitetty graafisesti liitteessä F16-F17. Keskimääräinen muodonmuutosnopeus on laskettu jakamalla mittausvälin muodonmuutos ajalla, jolla muodonmuutos on tapahtunut. Muodonmuutoksen aika on alkanut siitä hetkestä, kun mittausvälillä on havaittu muodonmuutosta ja päättynyt hetkeen, jolloin suurin ulosvetovoima on mitattu. Muista ulosvetokokeissa on vahvистeen koko tehokkaan pituuden suhteellinen muodonmuutosnopeus esitetty liitteen F17 taulukossa 1. Taulukossa on lisäksi esitetty vahvистeen tehokkaan pituuden kokonaismuodonmuutos.

Ulosvetokokeella on mahdollista määrittää myös maan ja vahvистeen välinen kitkakulma ja ankkuroinnin tehokerroin. Kitkakulmaa määritettäessä vahvистeen ja maan rajapinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys oletetaan tasan jakaantuneeksi ja se lasketaan jakamalla ulosvetovoima vahvистeen ylä- ja alapinnan yhteisellä pinta-alalla yhtälön 2.5a mukaisesti. Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde on esitetty kuvassa 4.12a.

Pinta-alaa laskettaessa on otettu huomioon vahvистeen tehokkaan pinta-alan pieneneminen vahvистeen takapään liikkeelle lähdön jälkeen. Vahvистeen ja maan rajapinnan kitkakulma määritetään kuten rasialeikkaukskokeessa vertikaalijännitys-leikkausjännitys koordinaatistossa kuvan 4.12b mukaisesti. Pisteitä yhdistävä suora on useimmiten sovitettu pienimmän neliösumman periaatteella. Muutamassa tapauksessa suora on piirretty silmämääräisesti ja usein on jätetty huomioimatta joitakin pisteitä, joita vastaavissa kokeissa vertikaalijännitys on ollut suuri tai vahvистe on katkennut. Vastaavat leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhdet ja kitkakulman määrittäminen muista tutkituista vahvистe-maa -yhdistelmistä on esitetty liitteessä G. Maan ja vahvистeen välinen kitkakulma on määritetty ulosvetokokeella kaikissa vahvистe-maa yhdistelmissä, joissa koe on tehty useammalla kuin yhdellä vertikaalijännityksellä. Kitkakulmien arvot on kerätty taulukkoon 5.5.

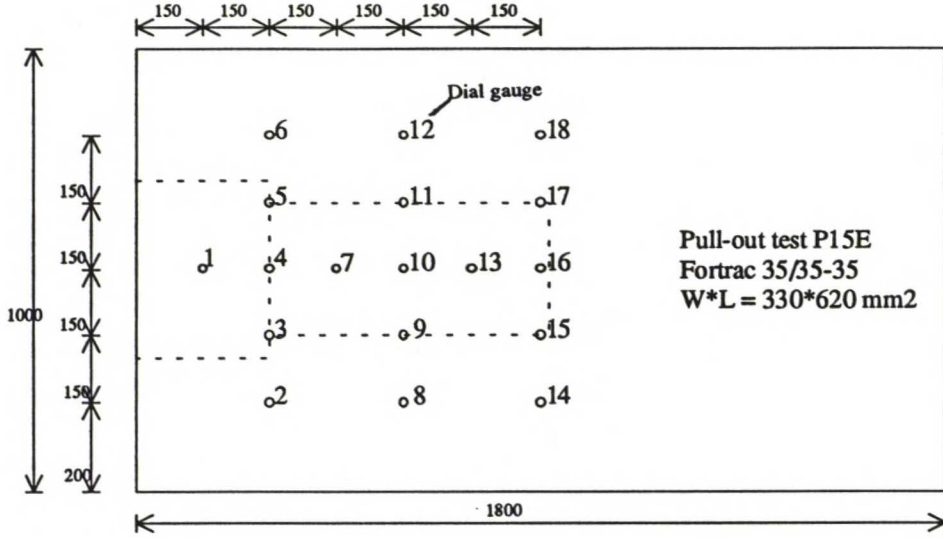
Maanpinnan vertikaalisiirtymät ulosvetokokeen aikana mitattiin kolmessa kokeessa (P15E, P9F ja P3G). Mittakellojen sijoittelu on esitetty kuvassa 4.13a. Vahviteen keskilinjan vertikaalisiirtymät puristimen eri siirtymillä on esitetty kuvassa 4.13b. Vahviteen poikkisuuntaisten mittakellolinjojen vertikaalisiirtymät puristimen eri siirtymillä on esitetty kuvassa 4.14. Muiden kokeiden vastaavat kuvat on esitetty liitteessä I. Kuvissa on pisteviivalla esitetty suurinta ulosvetovoimaa vastaavat maanpinnan vertikaalisiirtymät ja katkoviivalla vertikaalisiirtymät kokeen lopussa. Mitattuja vertikaalisiirtymiä yhdistävälle viivalle on lisäksi merkitty vastaava verkon takapään sijainti.



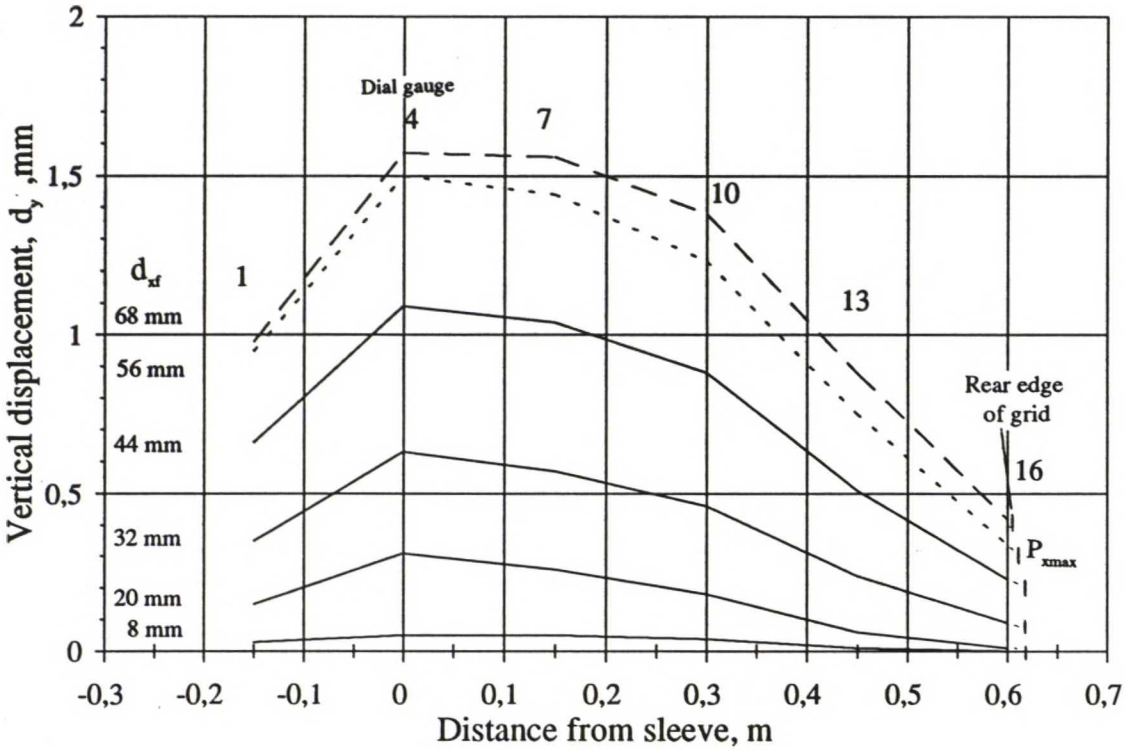


Kuva 4.12 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kiitakulman määrittäminen.

a



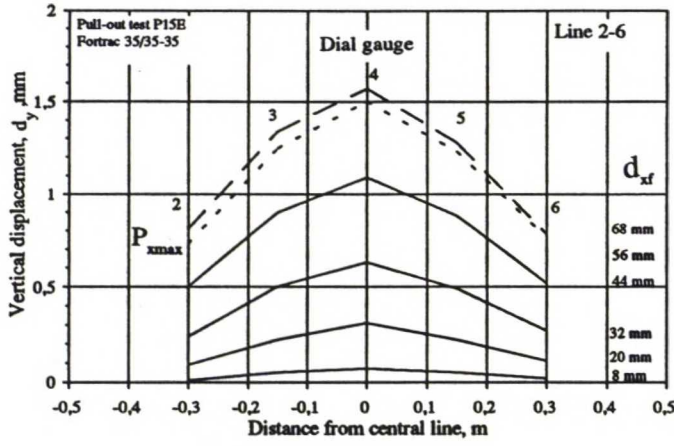
b



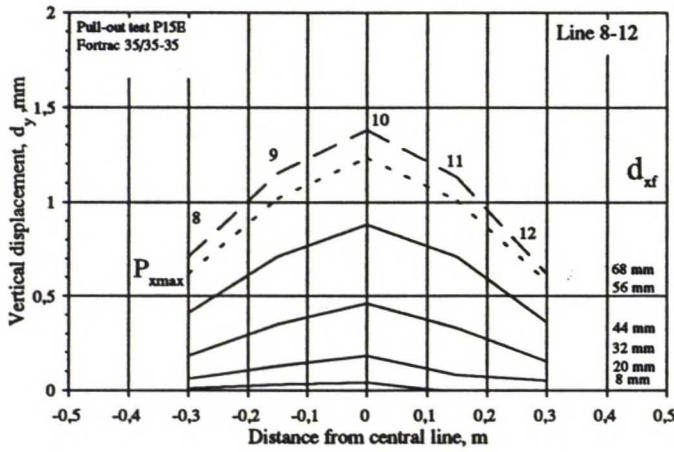
Kuva 4.13 Ulosvetokoe P15E. a Mittakellojen sijoittelu maanpinnan vertikaalisiirtymiä mitattaessa. b Vahviteen keskilinjalla sijaitsevien mittakellojen vertikaalisiirtymät puristimen eri siirtymillä. Pisteviivalla on esitetty suurinta ulosvetovoimaa vastaavat vertikaalisiirtymät.



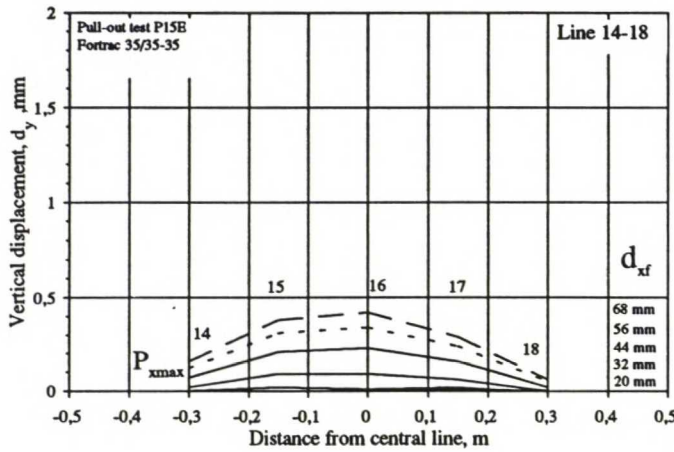
a



b



c



Kuva 4.12 Ulosvetokoe P15E. Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35. Maanpinnan vertikaalisiirtymät eri suuruksilla puristimen siirtymillä. a Mittakellot 2 - 6. b 8 - 12. c 14 - 18. Pisteiviivalla esitetty vertikaalisiirtymät, kun ulosvetovoima on suurimmillaan.

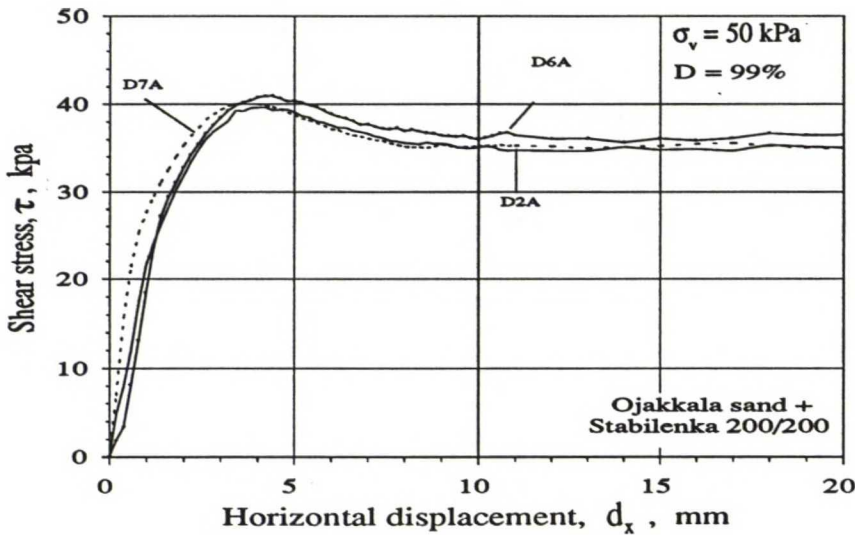
## 5. KOETULOSTEN TARKASTELU

### 5.1 Muunnetun rasialeikkauskokeen tulosten tarkastelu

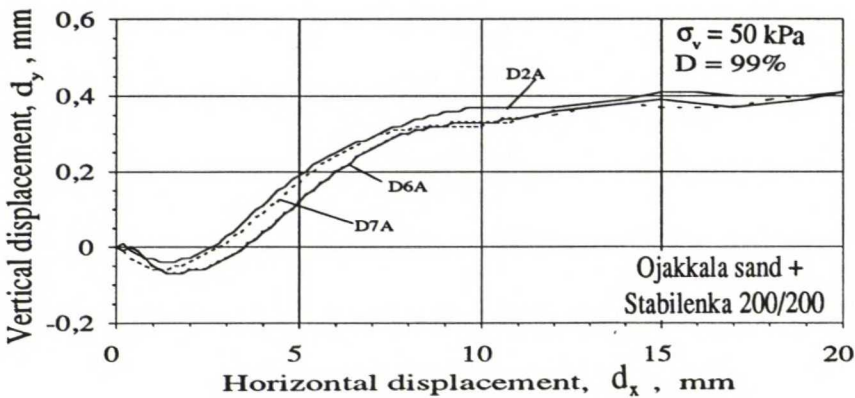
#### 5.1.1 Yleistä

Leikkausjännityksen mobilisoituminen rasialeikkauskokeessa esitetään horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys ja horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -koordinaatistossa kuvan 5.1 mukaisesti. Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla toistettiin kolme kertaa vertikaalijännityksellä 50 kPa, koska haluttiin varmistaa kokeen toistettavuus vahvistekankaan ja maan välistä kitkakulmaa määritettäessä. Tiiviillä kevytsoralla ks 20 ja Stabilenkalla 200/200 koe toistettiin liitteen D3 kuvan a mukaisesti vertikaalijännityksellä 15 kPa. Toistettujen kokeiden leikkausjännitys-horisontaalisiirtymä ja vertikaalisiirtymä-horisontaalisiirtymä -kuvaajat vastaavat hyvin toisiaan, joten voidaan todeta, että kokeen toistettavuus on hyvä.

a



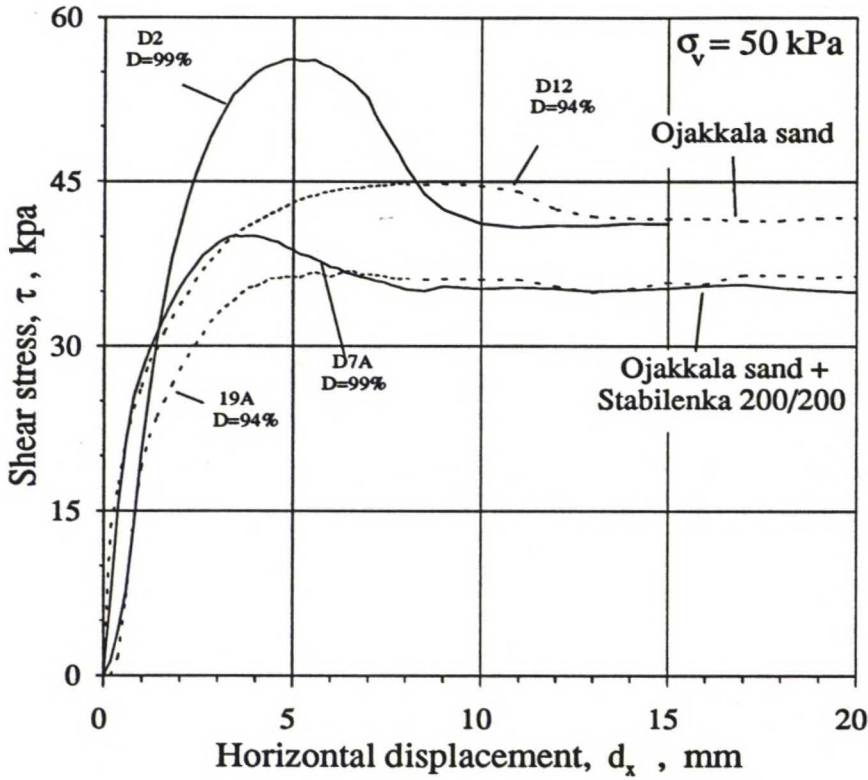
b



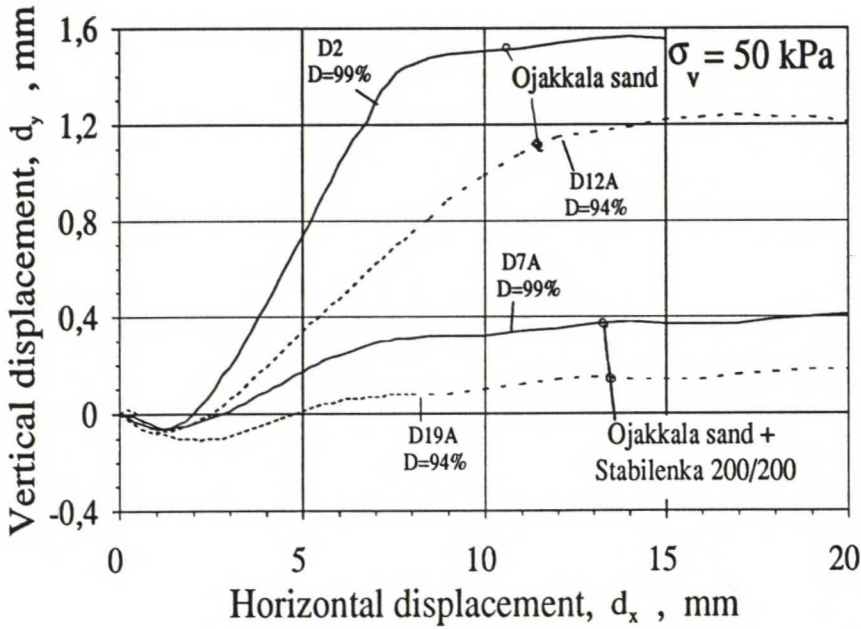
Kuva 5.1 Muunnetun rasialeikkauskokeen toistettavuus vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisiirtymän vuorosuhde. b Vertikaali- ja horisontaalisiirtymän vuorosuhde.



a



b



Kuva 5.2 Rasialeikkauskoe tiiviillä ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla sekä muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä sekä keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisiirtymän vuorosuhte. b Vertikaali- ja horisontaalisiirtymän vuorosuhte.

Kuvassa 5.2a on esitetty leikkausjännityksen mobilisoituminen tiiviissä ja keskitiiviissä Ojakkalan hiekassa sekä vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja tiiviin ja keskitiiviin hiekan rajapinnassa vertikaalijännityksellä 50 kPa. Kuvaajien eroaminen toisistaan kokeen alussa johtuneet välyksestä koelaitteistossa koetta aloitettaessa. Tiiviin hiekan sekä kankaan ja tiiviin hiekan rajapinnan leikkausjännitys - horisontaalisiirtymä kuvaajissa on havaittavissa selvä huippu suurimman leikkausjännityksen kohdalla. Keskitiiviillä hiekalla tehtyjen kokeiden leikkausjännitys - horisontaalisiirtymä kuvaajissa vastaavaa huippua ei ole. Suurella horisontaalisiirtymällä, kun leikkautuminen tapahtuu maan vakiotilavuudella kriittisessä tilassa, kankaan ja tiiviin sekä keskitiiviin hiekan rajapinnan leikkausjännitykset ovat keskenään yhtäsuuret kuten pelkällä hiekallakin.

Vahvistekankaan ja hiekan väliselle leikkauspinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys on pienempi kuin pelkän hiekan leikkauspinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys. Syynä pienempään leikkausjännitykseen on vahvisteen pinnan tasaisuus. Pinnan tasaisuuden takia dilataatio on vähäisempää ja samalla kuormituslevyn vertikaalisiirtymät ovat pienempiä kuvan 5.2b mukaisesti.

### 5.1.2 Suoran liukumisen tehokerroin $\mu_d$

Vahvistekankaan ja maan rajapinnalle mobilisoituneen kitkan suuruutta on yksinkertaista kuvata suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d$  (yhtälö 2.2c).

$$\mu_d = \tan \phi_g / \tan \phi \quad (2.2c_{bis})$$

$\mu_d$	on suoran liukumisen tehokerroin
$\phi_g$	vahvisteen ja maan välinen kitkakulma
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma

Rasialeikkauskokeella määritetyt vahvistekankaan ja maan rajapinnan huippu- ja kriittisen tilan kitkakulmien arvot kuvasta 4.7 ja liitteestä D1-D4 on esitetty taulukossa 5.1. Tehokertoimelle on laskettu sekä leikkausjännityksen huippua että suurta horisontaalisiirtymää vastaavat arvot. Taulukossa on lisäksi esitetty vertikaalijännitys, jolla vahvisteen ja maan välinen kitkakulma sekä maan sisäinen kitkakulma on määritetty. Taulukossa on lisäksi esitetty vahvisteen ja maan välisen ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhde. Tämä on laskettu siitä syystä, että kirjallisuudessa kitkan mobilisoitumisen tehokkuus vahvisteen ja maan rajapinnalla esitetään usein suhteena  $\phi_g / \phi$ , jolloin on mahdollista sekoittaa nämä kaksi samaa asiaa kuvaavat kertoimet keskenään. Taulukon 5.1 mukaisesti suhde  $\phi_g / \phi$  ja tehokerroin  $\mu_d$  eroavat kuitenkin suuruudeltaan huomattavasti toisistaan.

Leikkauspinnan huippulujuutta edustava  $\mu_{dp}$  ja kriittisen tilan lujuutta edustava  $\mu_{dc}$  vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja Ojakkalan hiekan rajapinnalla on melko riippumaton hiekan tiiviyydestä taulukon 5.1 mukaisesti. Makiuchi & Miyamori (1988, s.133-134) on tehnyt saman havainnon rasialeikkauskokeissa, joiden tulokset on esitetty kuvassa 2.24. Vah-



vistekankaan Stabilenka 200/200 ja hiekan välisen suoran liukumisen tehokertoimet ovat samaa suuruusluokkaa kuin kirjallisuudesta taulukkoon 2.3 kerätyt kudottujen vahvistekankaiden ja hiekan välisen suoran liukumisen tehokertoimien arvot.

Huippukitkakulmaa ja kriittisen tilan kitkakulmaa vastaava suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja kalliomurskeen 0-12mm rajapinnalla on 0,77. Kevytsoralla ks 20 vastaavat tehokertoimet ovat 0,64 ja 0,68. Kankaan ja kevytsoran välinen tehokerroin on melko pieni. Rasialeikkauskokeessa kangas kiinnitettiin vanerilevyyn, joten kankaan pinta oli tasainen. Kevytsora on tasarakeista ( $C_u=1,5$ ) ja siinä on hyvin vähän hienoja rakeita, joten kangasta koskettava maarakeiden pinta-ala on melko pieni kuvan 5.3a mukaisesti. Koejärjestelyssä, jossa vahviste on maakerrosten välissä, on kangasta koskettava maarakeiden pinta-ala huomattavasti suurempi kuvassa 5.3b. Tällä koejärjestelyllä määritetty kitkakulma olisi todennäköisesti suurempi kuin nyt tehdyissä kokeissa määritetty. Kuvan 5.3b mukainen koejärjestely vastannee paremmin todellisessa rakenteessa tapahtuvaa suoraa liukumista. Ulosvetokokeessa määritetty kitkakulma oli huomattavasti suurempi kuin muunnetussa rasialeikkauskokeessa määritetty liitteen D3b, G1b ja G2b mukaisesti. Tosin rasialeikkauskokeessa ja ulosvetokokeessa määritetyt kitkakulmat eivät ole täysin vertailukelpoisia keskenään.

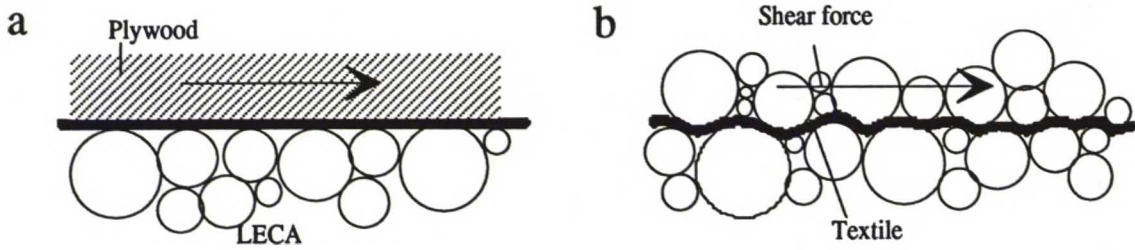
Suursäkkikankaan Rosenlew PP160 ja tiiviin Ojakkalan hiekan rajapinnan leikkausjännitys-horisontaalisiirtymä -kuvaajassa ei ole huippua, vaan leikkausjännitys kasvaa jatkuvasti horisontaalisiirtymän kasvaessa liitteen D4a mukaisesti. Kangas on kudottu polypropeeninauhasta ilman kuteiden kokoon lyömistä, joten kankaan pinta on sileä. Horisontaalisiirtymän kasvaessa kuteiden ja vanerilevyn väliin kiilautuu hiekkarakeita, jolloin kankaan pinta muuttuu karkeammaksi ja pinnan leikkausvastus kasvaa. Rakeiden kiilautuminen näkyy leikkausjännitys-horisontaalisiirtymä -kuvaajassa aaltoiluna. Horisontaalisiirtymällä 5 mm tehokerroin  $\mu_d$  on 0,51 ja siirtymällä 10 mm kerroin on 0,74. Horisontaalisiirtymää 10 mm vastaava suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  on laskettu hiekan kriittisen tilan kitkakulmalla.

*Taulukko 5.1 Muunnetulla rasialeikkauskokeella määritetty maan ja vahvisteiden välisen suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$ .*

Reinforcement Soil	D %	$\phi_{ep} / \phi_{ec}$	$\phi_p / \phi_c$	$\mu_{dp} / \mu_{dc}$	$(\phi_{ep}/\phi_p) / (\phi_{ec}/\phi_c)$	$\sigma_v$ kPa
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	99	37,1 / 35,9	44,9 / 39,8	0,76 / 0,87	0,83 / 0,90	25 - 200
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	94	33,9 / 33,9	40,5 / 38,2	0,79 / 0,85	0,84 / 0,89	25 - 100
Stabilenka 200/200 cr 0-12mm	88	39,7 / 39,6	47,2 / 47,2	0,77 / 0,77	0,84 / 0,84	25 - 100
Stabilenka 200/200 ks 20	99	32,1 / 30,8	44,3 / 41,1	0,64 / 0,68	0,72 / 0,75	15 - 60
Rosenlew PP160 Ojakkala sand	99	26,9 / 31,6	44,9 / 39,8	0,51 <sup>1</sup> / 0,74 <sup>2</sup>	0,60 / 0,79	25 - 100

1.  $d_x = 5$  mm,      2.  $d_x = 10$  mm,

Kaikki nyt käytetyllä koejärjestelyllä määritetyt suoran liukumisen tehokertoimet  $\mu_d$  ovat todennäköisesti "varmalla puolella", koska todellisissa rakenteissa vahvistekankaan ja maakerroksen pinta on epätasaisempi ja maarakeet pystyvät paremmin tunkeutumaan ja lukkiutumaan loimien ja kuteiden väleihin.



Kuva 5.3 Muunnettu rasialeikauskoe vahvistekankaalla ja kevytsoralla. Leikkauspiirros.  
a Kevytsorakerros kankaan toisella puolella. b Kangas kevytsorakerrosten välissä.

### 5.1.3 Suoran liukumisen näennäinen tehokerroin $\mu_{dm}$ ja $\mu_{dmm}$

Suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  oletetaan riippumattomaksi vertikaalijännityksestä. Suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  on riippuvainen vertikaalijännityksestä. Suoran liukumisen näennäinen tehokerroin määritetään yhtälöllä 2.2b kuvassa 2.2 esitetyillä kitkakulmilla. Vahviteen ja maan välinen näennäinen kitkakulma on määritetty samalta vertikaalijännitystasolta, jolta maan sisäinen kitkakulma on määritetty.

Kirjallisuudessa kitkan mobilisoitumisen tehokkuus vahviteen ja maan rajapinnalla esitetään usein näennäisenä tehokertoimenä  $\mu_{dmm}$ , joka määritetään yhtälöllä 5.1. Yhtälössä maan sisäinen kitkakulma  $\phi$  korvataan maan sisäisellä näennäisellä kitkakulmalla  $\phi_m$ . Molemmat näennäiset kitkakulmat  $\phi_m$  ja  $\phi_{gm}$  määritetään rasialeikkauskokeella samalla vertikaalijännityksellä yhtälön 2.2a mukaisesti olettamalla koheesio nolaksi.

$$\tan \phi_{gm} = \tau / \sigma_v \quad (2.2abis)$$

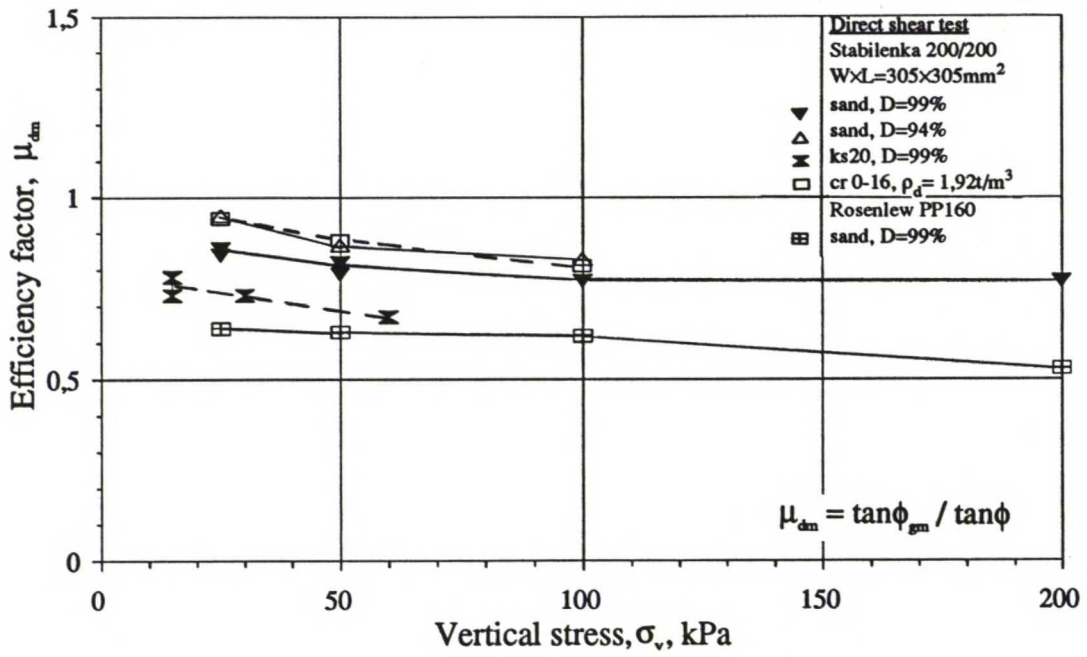
$$\mu_{dm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi \quad (2.2bbis)$$

$$\mu_{dmm} = \tan \phi_{gm} / \tan \phi_m \quad (5.1)$$

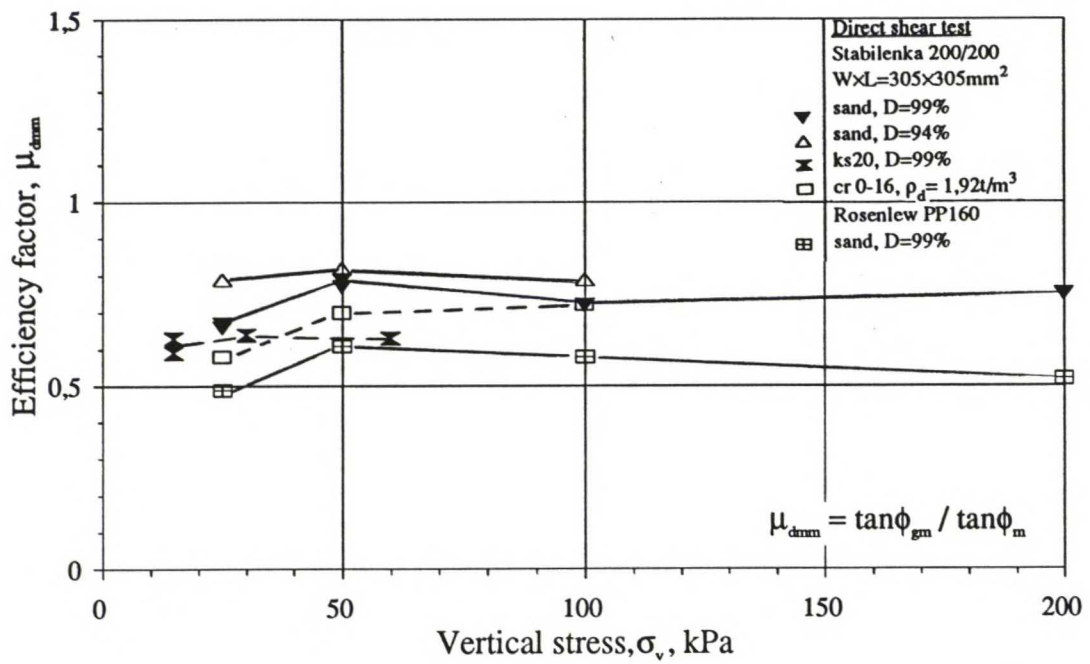
$\phi_{gm}$	on vahviteen ja maan välinen näennäinen kitkakulma
$\tau$	leikkausjännitys
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\mu_{dm}$	suoran liukumisen näennäinen tehokerroin
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\mu_{dmm}$	suoran liukumisen näennäinen tehokerroin, yhtälö 5.1
$\phi_m$	maan sisäinen näennäinen kitkakulma



a



b



Kuva 5.4 Muunnettu rasialeikauskoe. Suoran liukumisen näennäinen tehokerroin:  
a  $\mu_{dm}$  laskettuna yhtälöllä 2.2b. b  $\mu_{dmm}$  laskettuna yhtälöllä 5.1.

Taulukkoon 5.2 on rasialeikkauskoetuloksista laskettu vahviteen ja maan välisen liukumisen näennäiset tehokertoimet  $\mu_{dm}$  ja  $\mu_{dmm}$ . Kertoimet on esitetty myös kuvassa 5.4. Pienellä vertikaalijännityksellä (15-25 kPa) näennäiset tehokertoimet eroavat toisistaan huomattavasti, mutta suuremmalla vertikaalijännityksellä kertoimet ovat lähes yhtäsuuret. Maalla, jolla on suuri näennäinen koheesio (kalliomurske 0-12mm, liite B3) tehokertoimet eroavat toisistaan huomattavasti kaikilla vertikaalijännityksillä (25-100 kPa). Syy tähän on helppo ymmärtää tarkastelemalla kuvaa 2.2.

*Taulukko 5.2 Muunnetulla rasialeikkaukokeella määritetty maan ja vahviteen välisen suoran liukumisen näennäinen tehokerroin  $\mu_{dm}$  ja  $\mu_{dmm}$ .*

Reinforcement Soil	D %	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{dm} / \mu_{dmm}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{dm} / \mu_{dmm}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{dm} / \mu_{dmm}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{dm} / \mu_{dmm}$
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	99	25	0,85 / 0,66	50	0,80 / 0,78	100	0,77 / 0,72	200	0,77 / 0,75
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	94	25	0,95 / 0,79	50	0,87 / 0,82	100	0,83 / 0,79	-	-
Stabilenka 200/200 cr 0-12mm	88	25	0,94 / 0,58	50	0,88 / 0,70	100	0,81 / 0,72	-	-
Stabilenka 200/200 ks 20	99	15	0,76 / 0,61	30	0,73 / 0,64	60	0,67 / 0,63	-	-
Rosenlew PP160 <sup>1</sup> Ojakkala sand	99	25	0,64 / 0,49	50	0,63 / 0,61	100	0,62 / 0,58	200	0,53 / 0,52

1.  $d_x = 10 \text{ mm}$ ,

Kudotun vahvistekankaan ja hiekan välisen suoran liukumisen näennäisen tehokertoimen  $\mu_{dm}$  arvot taulukossa 5.2 vastaavat hyvin taulukossa 2.3 ja kuvassa 2.25 esitettyjä tehokertoimien arvoja. Palmeira (1987, s.3.3, 4.5, 10.25) määrittä polyesteristä kudotun vahvistekankaan ja tiiviin hiekan välisen suoran liukumisen näennäiseksi tehokertoimeksi  $\mu_{dmm}$  0,62 ja 0,67 pienellä muunnetulla rasiolla ja 0,56 ja 0,69 suurella muunnetulla rasiolla vertikaalijännityksellä  $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$  (Geolon 70 ja Stabilenka 400;  $D_r=87\%$ ;  $W \times L \times h=60 \times 60 \times 31 \text{ mm}^3$  ja  $W \times L \times h=1,0 \times 1,0 \times 1,0 \text{ m}^3$ ). Hänen määrittämät näennäiset tehokertoimet  $\mu_{dmm}$  vastaavat erittäin hyvin taulukossa 5.2 esitettyjä vastaavan materiaaliyhdistelmän tehokertoimia samalla vertikaalijännityksellä.

## 5.2 Ulosvetokoetulosten analysointi

### 5.2.1 Yleistä

Ankkurivoiman mobilisoituminen ulosvetokokeessa on yleensä esitetty ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhteena kuvan 4.8 mukaisesti. Ulosvetokokeen toistettavuutta tutkittiin vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 tiiviissä kevytsorassa ks 50 vertikaalijännityksellä 50 kPa. Kokeen toistettavuutta tutkittiin myös vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 tiiviissä hiekassa vertikaalijännityksellä 15 kPa sekä verkolla Tensar SS2. Tulokset on esitetty liitteen E2 kuvassa 1 (kokeet P12A ja P16A), liitteen E6 kuvassa 1 (kokeet P1E,



Pe4 ja P6E) ja liitteen E10 kuvassa 1 (kokeet P1F ja P4F). Kokeiden ulosvetovoima-puristimen siirtymä -kuvaajat vastaavat hyvin toisiaan, joten voidaan todeta, että kokeen toistettavuus on hyvä.

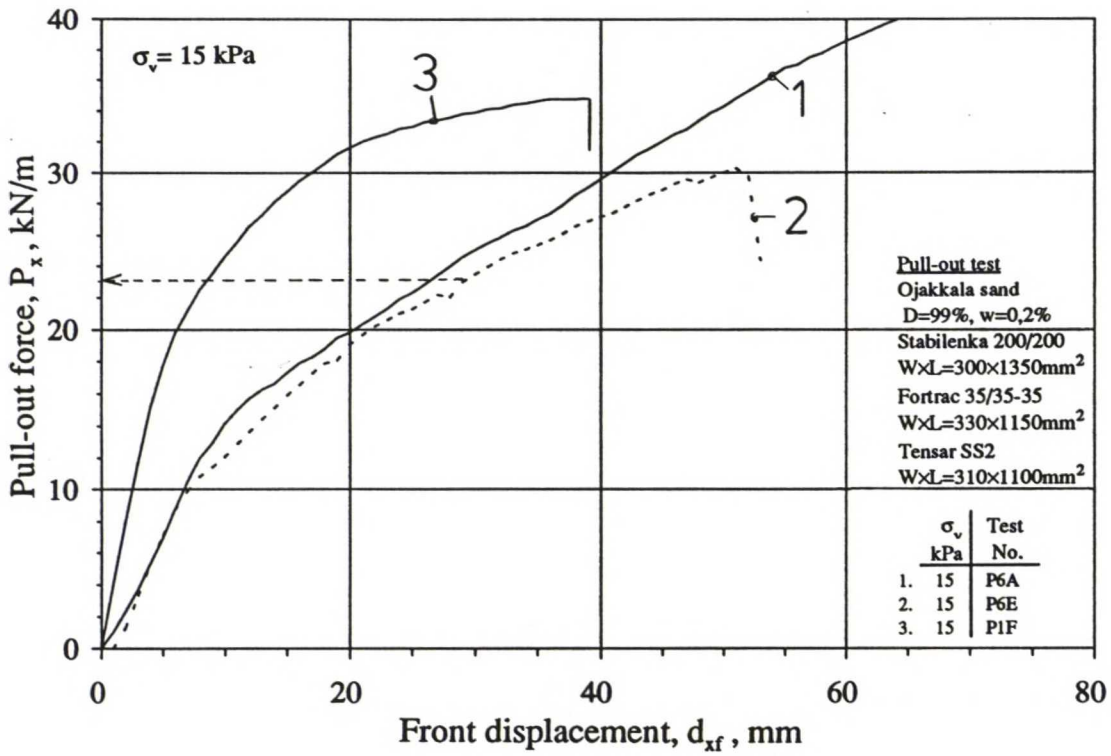
Nyt tehdyissä ulosvetokokeissa oli tavoitteena määrittää kullakin vahviste-maa -yhdistelmällä ulosvetovoimaa vastaava ankkuripituus eri vertikaalijännityksillä. Tulokset on esitetty vahvisteiden tehokas pituus-ulosvetovoima -koordinaatistossa kuvan 4.9 mukaisesti. Yhdenäinen viiva vastaa vahvisteiden ankkurikapasiteetin alarajaa vahvisteiden siirtymänmittauspisteen ollessa juuri liikkeelle lähdössä. Katkoviiva vastaa ko. pituisen vahvisteiden ankkurikapasiteetin ylärajaa, kun koko vahviste liikkuu liitteen E14 kuvan 2 mukaisesti.

Vahvisteverkoilla Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2 tehtiin tiiviissä Ojakkalan hiekassa vertikaalijännityksellä 15 kPa ulosvetokokeita, joissa verkon mobilisoitunut ankkurikapasiteetti ylitti verkon vetolujuuden. Siirtymäantureilla (LVDT) mitattiin vahvisteiden tehokas pituus eli se osuus vahvisteiden peitetystä pituudesta, jossa havaittiin siirtymiä. Määritettyjen ankkuripituuksien luotettavuutta tutkittiin toistamalla ulosvetokokeet koekappaleella, jonka pituus oli suurin piirtein sama kuin aikaisemmassa kokeessa havaittu tehokas pituus. Kokeiden ulosvetovoima-puristimen siirtymä -kuvaajat vastaavat hyvin toisiaan (liite E6 kuva 1 kuvaajat 1 ja 2 sekä liite E10 kuva 1 kuvaajat 1 ja 2). Voidaan todeta, että ankkuripituuden määrittämisen toistettavuus on kohtalaisen hyvä.

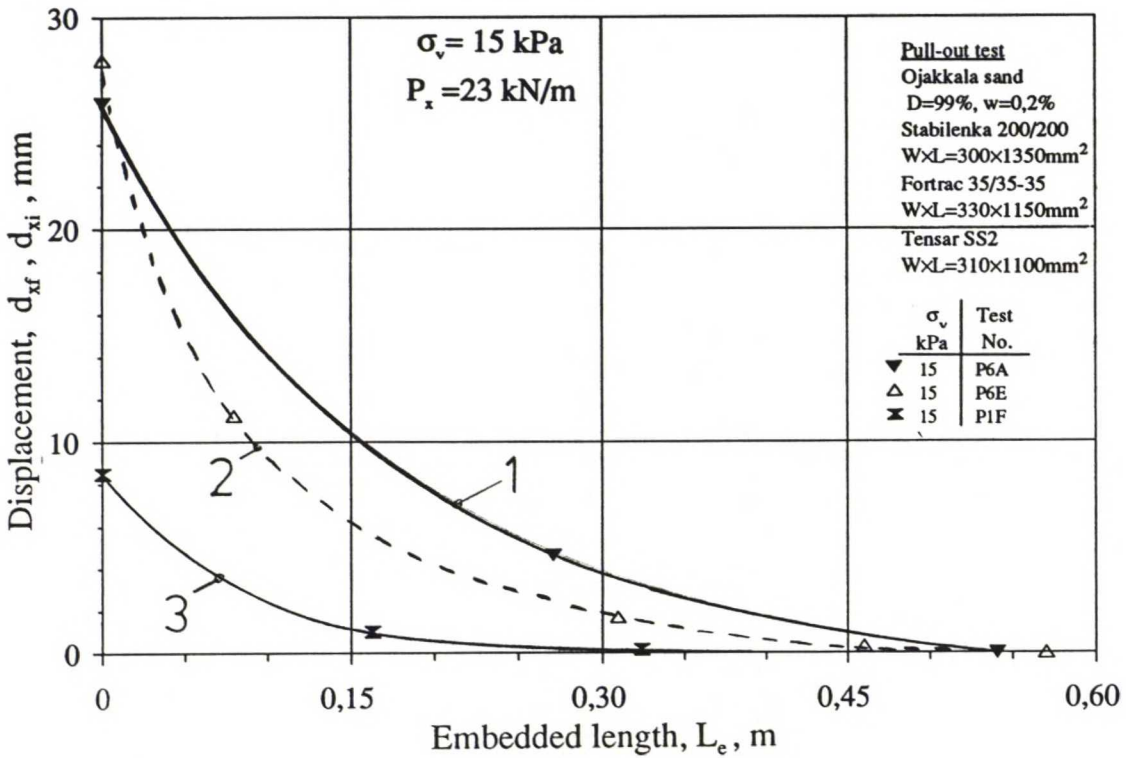
### **5.2.2 Kudotulla vahvistekankaalla ja -verkolla sekä vedetyllä verkolla tehtyjen ulosvetokokeiden tulosten vertailu**

Kuvassa 5.5A ja 5.6A on vertailtu eri tyyppisten geovahvisteiden ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhdetta tiiviissä ja keskitiiviissä Ojakkalan hiekassa vertikaalijännityksellä 15 kPa. Kuvassa 5.5B on vertailtu vahvisteiden siirtymiä, kun ulosvetovoima oli 23 kN/m ja kuvassa 5.6B, kun ulosvetovoima oli 15 kN/m. Ulosvetovoimia vastaavat vahvisteiden suhteelliset muodonmuutokset voidaan lukea suoraan kuvasta 4.11 ja liitteistä F3, F8, F9, F10 ja F15 (kuva 2). Suhteellisista muodonmuutoksista voitaisiin laskea jännitys jakauma vahvisteissa luvussa 2.4.7 esitetyllä menetelmällä liitteen J1 avulla, kun tiedetään vahvisteiden muodonmuutosnopeus, joka on esitetty liitteissä F16 ja F17. Tässä työssä jännitys jakaumaa ei ole laskettu, vaan kaikissa laskelmissa oletetaan yksinkertaisesti jännitys tasan jakaantuneeksi pitkin vahvistetta.

Kuvasta 5.5A ja 5.6B havaitaan selvästi erityyppisten vahvisteiden erilainen käyttäytyminen ulosvetokokeissa. Vahvisteverkkojen Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2 muodonmuutosmoduulit ja verkon dimensiot ovat melko lähellä toisiaan (taulukon 4.3 ja kuvan 4.2 ja 4.3 mukaisesti). Tensar SS2 vaatii huomattavasti pienemmän puristimen siirtymän saman ankkurivoiman kehittymiseksi. Syynä tähän on todennäköisesti se, että Tensar SS2 -verkossa poikkisuuntaiset vetoelementit ovat jäykkiä verrattuna Fortrac 35/35-35 -verkon poikkisuuntaisiin vetoelementteihin. Lisäksi Tensar SS2 -verkolla ei tapahdu kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitoksissa luistamista, kuten Fortrac 35/35-35 -verkolla tapahtuu.

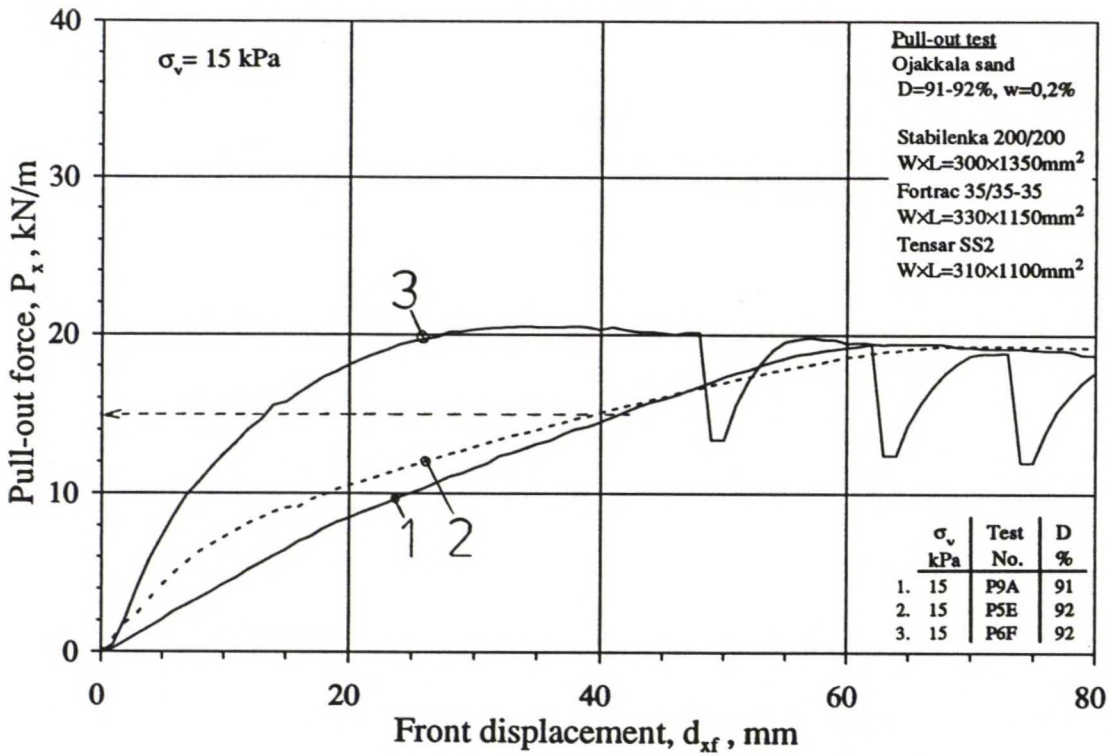


Kuva 5.5A Ulosvetokoe tiiviistä Ojakkalan hiekasta. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja vahvisteverkoilla Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2.

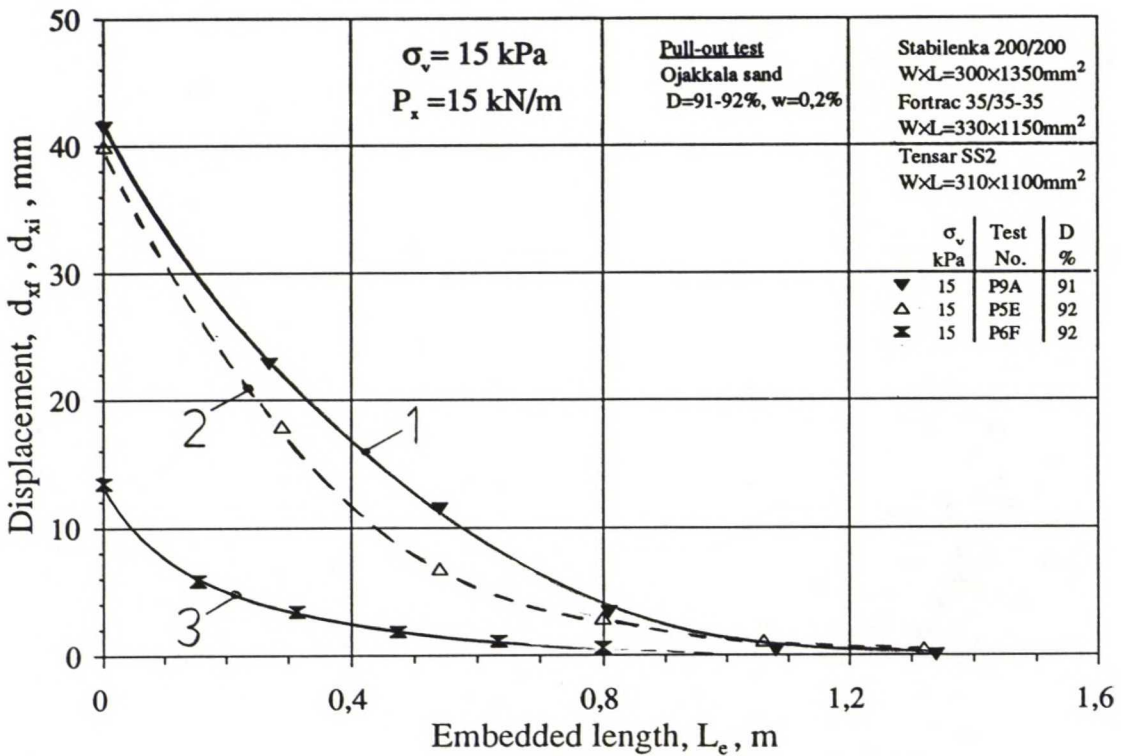


Kuva 5.5B Ulosvetokoe tiiviistä Ojakkalan hiekasta. Ulosvetovoimaa 23 kN/m vastaavat siirtymät vahvistekankaassa Stabilenka 200/200 ja vahvisteverkoissa Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2.





Kuva 5.6A Ulosvetokoe keskitiivistä Ojakkalan hiekasta. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja vahvisteverkoilla Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2.



Kuva 5.6B Ulosvetokoe keskitiivistä Ojakkalan hiekasta. Ulosvetovoimaa 15 kN/m vastaavat siirtymät vahvistekankaassa Stabilenka 200/200 ja vahvisteverkoissa Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2.

Vahvistekangas Stabilenka 200/200 ja vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 vaativat suunnitteen samansuuruisen puristimen siirtymän saman ankkurivoiman kehittymiseksi, vaikka Stabilenka 200/200 -kankaalla muodonmuutosmoduuli on noin 5 kertaa suurempi kuin Fortrac 35/35-35 verkolla taulukon 4.3 mukaisesti. Vertaamalla vahvisteiden siirtymiä voidaan päätellä, että Fortrac 35/35-35 -verkon ankkuroituminen perustuu kuitenkin pääasiassa poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvään kantavaan maanpaineeseen eikä vahvистeen pinnan ja maan väliseen kitkaan, kuten vahvistekankaan ankkurikapasiteetti perustuu.

### **5.2.3 Vahvистeen ankkuroinnin murtumismekanismi ja vahvистeen murtolujuus ulosvetokokeessa**

Taulukossa 5.3 on esitetty vahvистeen ankkuroinnin murtumismekanismi kaikista tehdyistä ulosvetokokeista. Vaihtoehtoisia ankkuroinnin murtumismekanismeja olivat: vahviste liukui maakerrosten välistä, vahviste murtui ulosvetovoiman ylittäessä vahvистeen vetolujuuden tai konesuuntaiset vetoelementit liukuivat poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi näiden liitoksen murtuessa kudotuilla verkoilla. Liitosten murtuessa ulosvetovoima ei ylittänyt vahvистeen vetolujuutta. Vahvистeen luistamisen kriteerinä oli se, että vahvистeen takapää liikkui. Useissa kokeissa vahviste murtui vasta sen jälkeen, kun koko vahviste liikkui.

Taulukossa 5.3 on esitetty vahvистeen kokonaispituus tai vahvистeen murtuessa tehokas pituus eli se osa vahvистeen peitetystä pituudesta, jossa havaittiin siirtymiä. Taulukossa on lisäksi esitetty puristimen siirtymä, jolla suurin ulosvetovoima on mitattu. Puristimen siirtymästä on laskettu puristimen siirtymän ja vahvистeen tehokkaan pituuden suhde. Kyseessä ei ole koko vahvистeen suhteellinen muodonmuutos, koska mahdollista vahvистeen takapään siirtymää ei ole huomioitu. Ulosvetokokeista, joissa vahviste murtui, on laskettu ulosvetokokeessa ja standardivetokokeessa TTK:ssa mitatun murtolujuuden suhde.

Kaikille synteettisille geovahvистeille on ominaista vetolujuuden riippuvuus suhteellisesta muodonmuutosnopeudesta kuvan 2.31 mukaisesti. Siirtymäohjatuissa ulosvetokokeissa keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus vaihteli huomattavasti eri vahvистeilla mm. vahvистeen muodonmuutosmoduulista ja ankkuroinnin murtumismekanismista riippuen. Kun vahviste lähti liikkeelle, jakaantui muodonmuutosnopeus tasaisemmin vahvистeelle liitteiden F16-F17 mukaisesti (kokeet P6A-P10A, P5E ja P6F). Jos vahviste murtui, niin suhteellinen muodonmuutosnopeus oli suurin lähellä puristinta ja pieneni hyvin nopeasti kauempana puristimesta (liitteet F16-F17, kokeet P1C, P6E ja P1F-P4F). Vahvистeen keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus oli suuruusluokkaa 0,15-0,40 % /min. Tällä suhteellisella muodonmuutosnopeudella vahvистeiden murtolujuus lämpötilassa +20° C ilmassa kuormitettuna on noin 75-85 % standardivetolujuudesta (kuva 2.31, liite J1).



**Taulukko 5.3A Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200. Ankkuroinnin murtumismekanismi, suurin ulosvetovoima ja voimaa vastaava puristimen siirtymä sekä vahvisteen murtovetovoiman prosentuaalinen osuus standardivetokokeella TKK:ssa mitatusta murtolujuudesta.**

Stabilenka 200/200 <sup>1</sup> Test No.	$L_e$ m	$\sigma_v$ kPa	Soil	D %	$d_{xf}$ m m	$(d_{xf}/L_e) \times 100$ %	$P_{x\max}$ kN/m	$(P_{x\max}/UTS) \times 100$ %	Failure type
P2A	0,60	30	sand	99	61	10,2	46,7	-	slippage <sup>2</sup>
P3A	0,60	15	sand	99	51	8,5	29,8	-	slippage
P4A	0,60	60	sand	99	68	11,3	77,6	-	slippage
P5A	0,60	70	sand	99	71	11,8	82,2	-	slippage
P6A	1,35	15	sand	99	101	7,5	49,3	-	slippage
P7A	≈1,20	60	sand	99	107	8,9	116,9	55	material failure <sup>3</sup>
P8A	1,35	30	sand	99	121	9,0	88,7	-	slippage
P9A	1,35	15	sand	91	62	4,6	19,4	-	slippage
P10A	1,35	30	sand	91	70	5,2	33,6	-	slippage
P11A	0,80	60	ks 50	99	90	11,3	78,4	37	slippage+material failure <sup>4</sup>
P12A	0,60	50	ks 50	99	76	12,7	61,9	-	slippage
P13A	0,60	25	ks 50	99	65	10,8	40,6	-	slippage
P14A	0,60	10	ks 50	99	59	9,8	23,5	-	slippage
P15A	0,60	40	ks 50	99	74	12,3	56,7	-	slippage
P16A	0,60	50	ks 50	99	77	12,8	63,9	-	slippage
P17A	0,60	60	ks 50	99	70	11,7	68,0	-	slippage
P18A	0,60	40	ks 50	95	71	11,8	42,6	-	slippage
P19A	0,60	25	ks 50	95	65	10,8	33,4	-	slippage
P20A	0,60	10	ks 50	95	60	10,0	15,7	-	slippage
P21A	0,60	70	cr 0-32	86	52	7,4	83,7	40	slippage+material failure <sup>5</sup>
P22A	0,50	70	cr 0-32	86	51	10,2	65,5	31	slippage+material failure
P23A	0,50	30	cr 0-32	86	57	11,4	50,8	-	slippage
P24A	0,50	15	cr 0-32	86	69	13,8	34,1	-	slippage
P25A	0,50	50	cr 0-32	86	57	11,4	60,7	29	slippage+material failure

1. UTS = 211,8 kN/m

2. Slippage = whole reinforcement moved

3. Material failure = reinforcement broke

4. Slippage+material failure = whole reinforcement moved and reinforcement broke

5. Reinforcement broke near the sleeve, because some stones locked to the opening of the sleeve.

**Taulukko 5.3B Ulosvetokoe suursäkkikankaalla Rosenlew PP160. Ankkuroinnin murtumismekanismi, suurin ulosvetovoima ja voimaa vastaava puristimen siirtymä sekä vahvisteen murtovetovoiman prosentuaalinen osuus standardivetokokeella TKK:ssa mitatusta murtolujuudesta.**

Rosenlew PP160 <sup>1</sup> Test No.	$L_e$ m	$\sigma_v$ kPa	Soil	D %	$d_{xf}$ mm	$(d_{xf}/L_e) \times 100$ %	$P_{x\max}$ kN/m	$(P_{x\max}/UTS) \times 100$ %	Failure type
P1C	≈0,80	15	sand	99	55	6,9	25,0	73	material failure <sup>2</sup>

1. UTS = 34,1 kN/m

2. Material failure = reinforcement broke

**Taulukko 5.3C Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35. Ankkuroinnin murtumismekanismi, suurin ulosvetovoima ja voimaa vastaava puristimen siirtymä sekä vahvisteen murtovetovoiman prosentuaalinen osuus standardivetokokeella TKK:ssa mitatusta murtolujuudesta.**

Fortrac <sup>1</sup> 35/35-35 Test No.	$L_e$ m	$\sigma_v$ kPa	Soil	D %	$d_{xf}$ m	$(d_{xf}/L_e) \times 100$ %	$P_{xmax}$ kN/m	$(P_{xmax}/UTS) \times 100$ %	Failure type
P1E	≈0,80	15	sand	99	60	7,5	31,2	78	material failure <sup>3</sup>
P2E	≈0,65	25	sand	99	47	7,2	29,8	75	material failure
P3E	≈0,50	40	sand	99	42	8,4	32,7	82	material failure
P4E	0,82	15	sand	99	50	6,1	29,9	75	slippage+material failure <sup>4</sup>
P5E	1,33	15	sand	92	70	5,3	19,3	-	slippage <sup>2</sup>
P6E	≈0,90	15	sand	99	50	5,6	30,3	76	material failure
P7E	0,33	40	ks 50	99	40	12,1	18,6	-	slippage+junction failure <sup>5</sup>
P8E	0,52	10	ks 50	99	46	8,8	25,2	-	slippage+junction failure
P9E	0,33	25	ks 50	99	38	11,5	18,3	-	slippage+junction failure
P10E	0,33	10	ks 50	99	47	14,2	17,0	-	slippage+junction failure
P11E	0,33	15	cr 0-32	86	36	10,9	15,6	-	slippage+junction failure
P12E	0,60	15	cr 0-32	86	46	7,4	23,1	-	slippage+junction failure
P13E	0,33	40	cr 0-32	86	39	11,8	18,6	47	slippage+junction failure
P14E	≈0,90	15	cr 0-32	86	44	4,9	25,7	64	material failure
P15E	0,62	7,5	cr 0-32	86	57	6,9	24,0	-	slippage+junction failure

1. UTS = 39,9 kN/m

2. Slippage = whole reinforcement moved

3. Material failure = reinforcement broke

4. Slippage+material failure = whole reinforcement moved and reinforcement broke

5. Slippage+junction failure = whole reinforcement moved and machine direction tensile elements slipped through the junctions of transverse direction tensile elements

**Taulukko 5.3D Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2. Ankkuroinnin murtumismekanismi, suurin ulosvetovoima ja voimaa vastaava puristimen siirtymä sekä vahvisteen murtovetovoiman prosentuaalinen osuus standardivetokokeella TKK:ssa mitatusta murtolujuudesta .**

Tensar SS2 <sup>1</sup> Test No.	$L_e$ m	$\sigma_v$ kPa	Soil	D %	$d_{xf}$ mm	$(d_{xf}/L_e) \times 100$ %	$P_{xmax}$ kN/m	$(P_{xmax}/UTS) \times 100$ %	Failure type
P1F	≈0,80	15	sand	99	39	4,9	34,8	101	material failure <sup>3</sup>
P2F	≈0,50	25	sand	99	23	4,6	36,3	105	material failure
P3F	≈0,40	40	sand	99	20	5,0	36,0	104	material failure
P4F	0,66	15	sand	99	39	6,0	33,6	-	slippage <sup>2</sup>
P5F	≈0,65	15	sand	99	30	4,6	32,7	95	material failure
P6F	1,10	15	sand	92	34	3,1	20,5	-	slippage
P7F	0,50	15	cr 0-32	86	27	5,4	35,7	103	material failure
P8F	0,30	15	cr 0-32	86	40	13,3	28,7	83	slippage+material failure <sup>4</sup>
P9F	0,30	7,5	cr 0-32	86	23	7,7	21,0	-	slippage
P10F	0,30	25	cr 0-32	86	27	9,0	32,9	95	material failure

1. UTS = 34,5 kN/m

2. Slippage = whole reinforcement moved

3. Material failure = reinforcement broke

4. Slippage+material failure = whole reinforcement moved and reinforcement broke



**Taulukko 5.3E Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SR80. Ankkuroinnin murtumismekanismi, suurin ulosvetovoima ja voimaa vastaava puristimen siirtymä sekä vahvisteen murtovetovoiman prosentuaalinen osuus standardivetokokeella-TKK:ssa mitatusta murtolujuudesta.**

Tensar SR80 <sup>1</sup> Test No.	$L_e$ m	$\sigma_v$ kPa	Soil	D %	$d_{xf}$ mm	$(d_{xf}/L_e) \times 100$ %	$P_{x\max}$ kN/m	$(P_{x\max}/UTS) \times 100$ %	Failure type
P1G	0,63	15	cr 0-32	99	70	11,1	46,7	-	slippage <sup>2</sup>
P2G	0,63	30	cr 0-32	99	103	16,3	64,0	81	slippage+material failure <sup>3</sup>
P3G	0,63	7,5	cr 0-32	99	42	6,7	28,3	-	slippage
P4G	0,63	25	cr 0-32	99	93	14,8	62,2	78	slippage+material failure
P5G	0,31	25	cr 0-32	99	43	13,9	38,9	-	slippage
P6G	0,31	50	cr 0-32	92	50	16,1	43,8	-	slippage
P7G	0,31	15	cr 0-32	86	48	15,5	31,8	-	slippage
P8G	0,95	15	cr 0-32	86	121	12,7	61,1	77	slippage+material failure

1. UTS = 79,5 kN/m

2. Slippage = whole reinforcement moved

3. Slippage+material failure = whole reinforcement moved and reinforcement broke

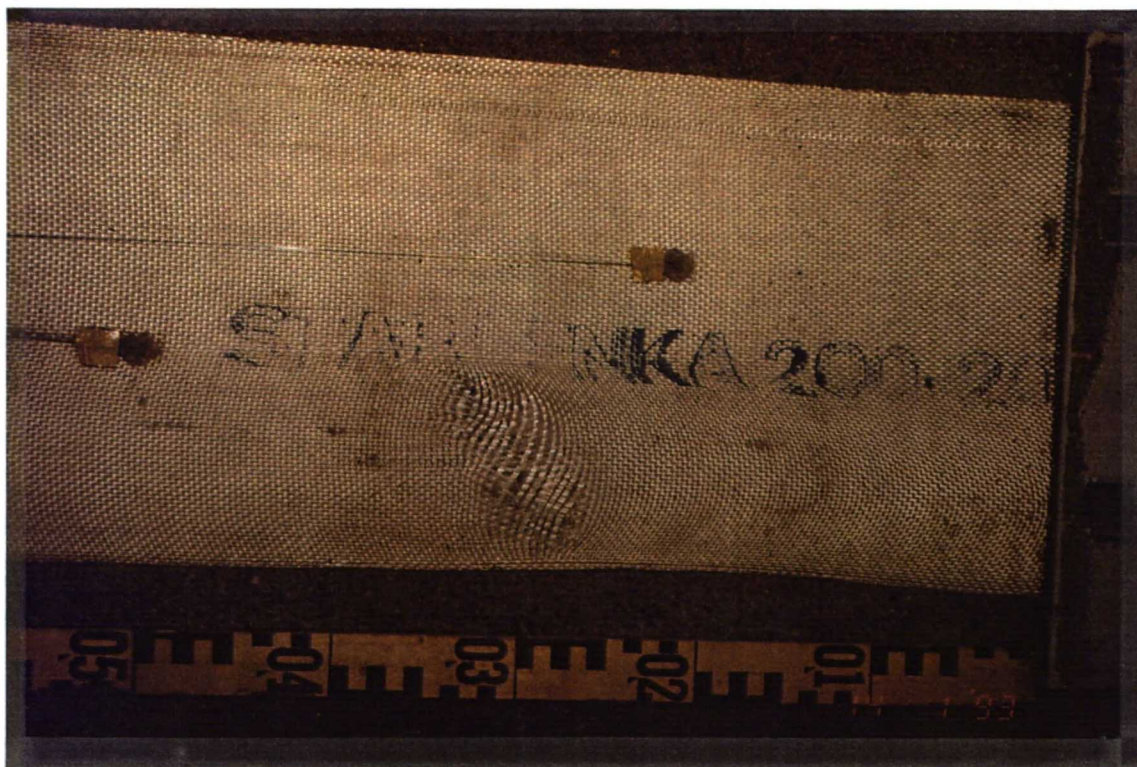
Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 pinnassa ei tapahtunut mitään havaittavia muutoksia ulosvetokokeessa Ojakkalan hiekassa, lukuunottamatta koetta P7A, jossa kankaan pinta paikoitellen nukkaantui. Samassa kokeessa kangas murtui kuvan 5.7a mukaisesti ulosvetovoiman ollessa 59 % kankaan TKK:ssa mitatusta standardivetolujuudesta. Puristimeen kiinnittäminen alensi Stabilenka 200/200 -koekappaleen murtolujuutta, koska noin 4,5-8 % loimista katkesi pulttien kohdalta. Kokeessa P7A noin 5 % loimista katkesi puristimeen kiinnitettäessä. Todennäköisesti pulttien kohdalta katkaistut loimet eivät paljoakaan vaikuttaneet vahvisteen murtumiseen hiekassa, koska vahviste murtui kohtuullisen kaukana (noin 0,3 m) puristimesta.

Kevytsoralla tehdyissä ulosvetokokeissa vahviste lähti pienemmällä ulosvetovoimalla liikkeelle kuin hiekassa tehdyissä kokeissa, joten liitteen E14 kuvan 2 mukaisesti määritetty ankkurikapasiteetin alaraja oli pienempi (kuva 4.9 ja liite E2 kuva 2). Ankkurikapasiteetin yläraja oli kuitenkin samaa suuruusluokkaa kuin hiekassa vastaavalla vertikaalijännityksellä tehdyssä kokeessa. Syynä siihen, että vahvisteessa kaukana puristimesta tapahtui pieniä siirtymiä pienellä voimalla, lienee kevytsoran tasarakeisuus ja rakeiden pyöreä muoto.

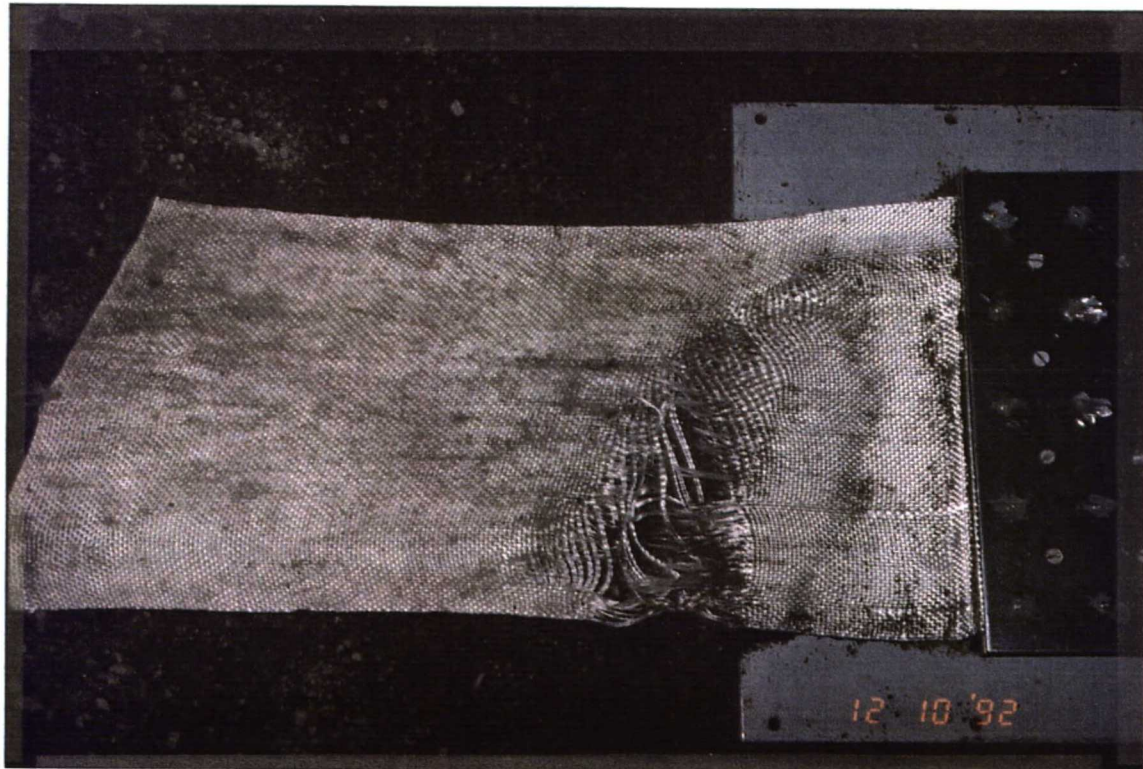
Kevytsoraa poltettaessa rakeet ovat muotoutuneet pinnaltaan koviksi, sintraantuneiksi eli lasimaisiksi. Ulosvetokokeissa vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 tiiviissä kevytsorassa suurilla vertikaalijännityksillä havaittiin kankaan pinnan rispaantuneen merkittävästi. Pienillä vertikaalijännityksillä ja löyhässä kevytsorassa kankaan pinta rispaantui vähemmän. Ulosvetokokeessa P11A kangas murtui ulosvetovoiman ollessa vain 37 % kankaan standardivetolujuudesta. Syynä murtumiseen näin alhaisella lujuudella oli todennäköisesti rakeiden lasimainen pinta ja mahdollinen kemiallinen reaktio polyesterikuitujen ja kevytsoran pinnan välillä. Kokeessa P11A noin 5 % loimista katkesi puristimeen kiinnitettäessä. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 pintaa raaputettiin käsin kevytsorarakkeella pienellä voimalla. Pinta rispaantui ja kankaan kuituja katkesi melko vähäisellä raaputtamisella.



a



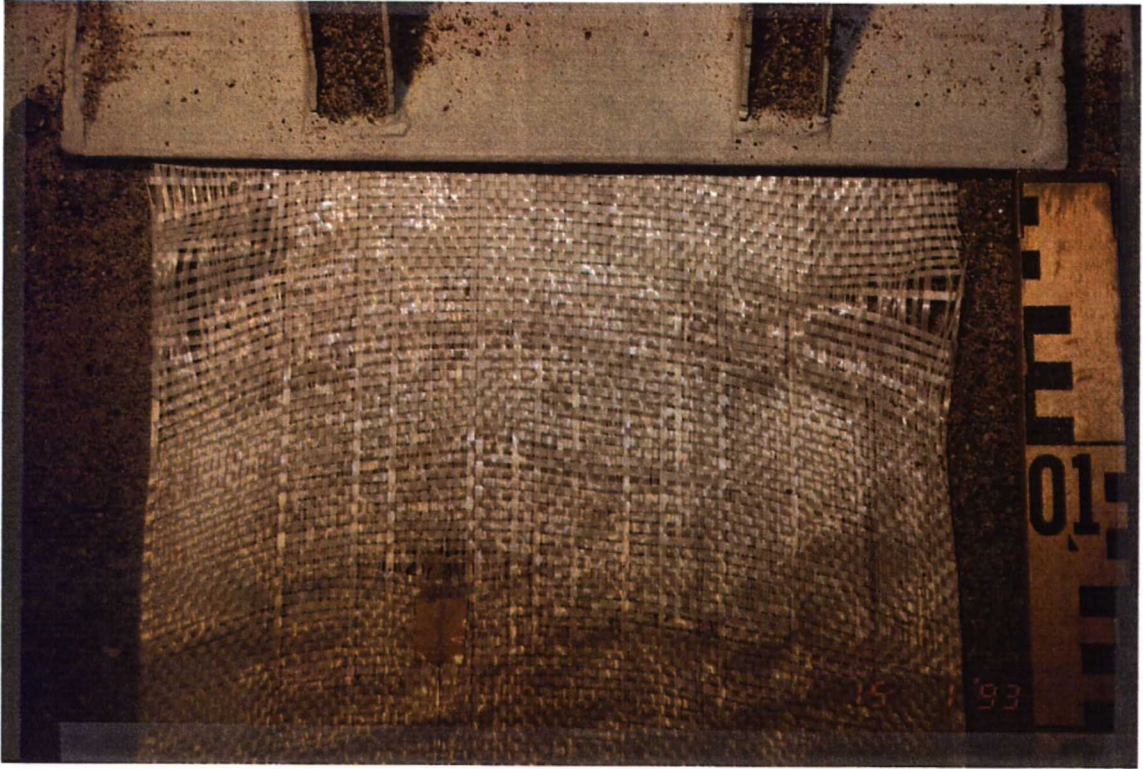
b



Kuva 5.7 Ulosvetokoe. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 murtumismekanismi.  
 a Koe P7A. b Koe P22A.



c



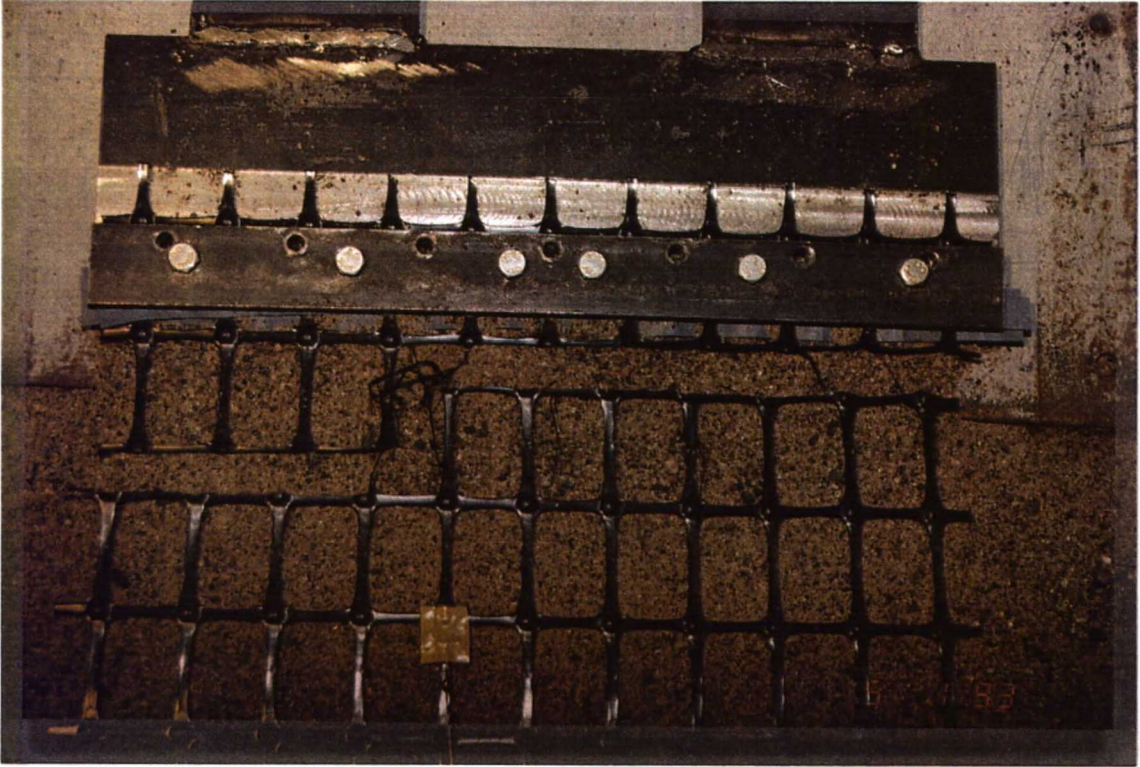
d



Kuva 5.7 c Ulosvetokoe PIC. Suursäkkikankaan Rosenlew PP160 murtumismekanismi.  
 d Ulosvetokoe P8E. Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35. Konesuuntaiset vetoelementit luistaneet poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi.



e



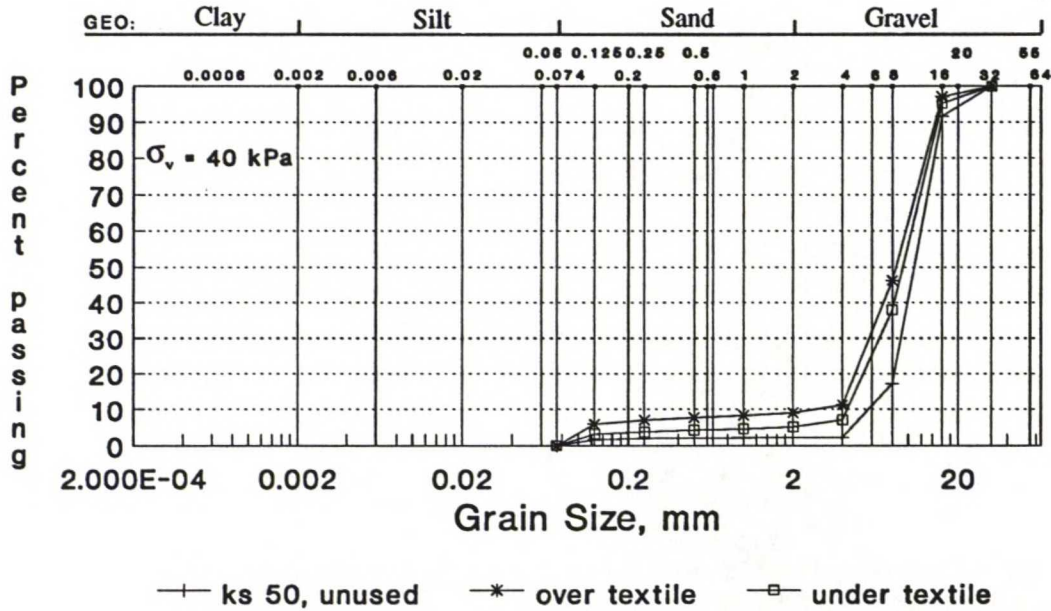
f



Kuva 5.7 Ulosvetokoe. Vahvisteverkon murtumismekanismi.  
e Tensar SS2, koe P3F. f Tensar SR80, koe P2G.



Kevytsoran ja vahvistekankaan rajapinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys murskasi kankaan läheltä kevytsorarakkeita. Tämä todettiin seulomalla kankaan ylä- ja alapuolelta noin 50 mm kerrokset kevytsoraa kokeen jälkeen. Rakeisuuskäyrät kokeesta P15A on esitetty kuvassa 5.8. Kuvan kankaan yläpuolella kevytsora olisi murskautunut enemmän kuin alapuolella. Syynä rakeisuuskäyrien eroamiseen toisistaan on se, että koekuoppaa täytettäessä ja tiivistettäessä hienot rakeet varisivat alaspäin ja pysähtyivät kankaan päälle. Kankaan alta hienot rakeet taas varisivat alemmas. Rakeiden murskaantuminen lisääntyi vertikaalijännityksen kasvaessa.



Kuva 5.8 Ulosvetokoe P15A. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ylä- ja alapuolelta seulotun sekä testaamattoman kevytsoran ks 50 rakeisuuskäyrät.

Kalliomurskeella 0-32mm tehdyissä ulosvetokokeissa vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ankkurikapasiteetti pienellä vertikaalijännityksellä ( $\sigma_v=15-30$  kPa) oli samaa suuruusluokkaa kuin hiekassa tehdyissä kokeissa. Suuremmilla vertikaalijännityksillä tehdyissä kokeissa kangas murtui. Kaikissa kokeissa vahvisteiden pinta rispaantui jonkin verran. Kokeessa P21A kangas murtui kauluksen aukolle kiilautuneiden suurien rakeiden takia ulosvetovoi- malla, joka oli 40 % kankaan standardivetolujuuudesta. Kaikissa seuraavissa ulosvetoko- keissa kauluksen eteen noin 50 mm:n matkalle vahvisteiden ylä- ja alapuolelle murske seu- lottiin 8 mm:n seulalla. Kahden muun ulosvetokokeen (kokeet P22A, kuva 5.7b ja P25A) ulosvetovoi- mien keskiarvo oli noin 30 % kankaan standardivetolujuuudesta. Kalliomurs- keessa kangas lisäksi jossain määrin lukkiutui kangasta vasten sijaitsevien suurempien ra- keiden väliin. Tämä aiheutti epätasaista jännitysjakaumaa vahvisteeseen. Kokeissa P21A, P22A ja P25A noin 7-8 % loimista katkesi puristimeen kiinnitettäessä. Ulosvetokokeet osoittavat, että terävasärmäisen kalliomurskeen ja vahvistekankaan väliin on syytä asettaa hiekkakerros.

Ulosvetokokeessa vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 oli tyypillistä koekappaleen leveyden pieneneminen tehokkaalla pituudella. Kaventuminen oli suurinta kauluksen edessä. Tiiviissä hiekassa koekappale kaventui 15-20 mm ja keskitiiviissä 20-30 mm alkuperäisestä leveydestään 300 mm. Tiiviissä ja löyhässä kevytsorassa koekappale kaventui 30-40 mm. kalliomurskeessa koekappale kaventui noin 20-30 mm. Näytteen kaventumisessa ei havaittu mitään selkeää riippuvuutta vertikaalijännityksestä tai ulosvetovoimasta. Verkoilla vastaavaa koekappaleen kaventumista ei havaittu.

Suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 tehtiin ainoastaan yksi ulosvetokoe (P1C). Koekappale murtui reunoiltaan kauluksen läheltä kuvan 5.7c mukaisesti. Suurella osuudella kankaan tehokkaasta pituudesta tapahtui kohtuullisen suuria palautumattomia muodonmuutoksia eli kokeen jälkeen kangas oli huomattavasti venynyt ja aaltoileva epätasaisten muodonmuutosten takia. Rosenlew PP160 -kangas ei kaventunut ulosvetokokeen aikana.

Vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 tiiviissä hiekassa tehdyissä kokeissa ainoastaan kokeessa P4E verkko oli niin lyhyt ( $L=0,82$  m), että se lähti kokonaan liikkeelle ennen murtumistaan. Kaikissa muissa kokeissa verkko murtui ennen liikkeelle lähtöään. Vertikaalijännityksellä 15 kPa verkko murtui neljännen ja kuudennen aukon välillä ja vertikaalijännityksellä 25-40 kPa verkko murtui kolmannen ja viidennen aukon välillä puristimesta mitattuna. Poikkisuunnassa tarkasteltuna vetoelementtien murtokohta vaihteli satunnaisesti verkon reunasta keskelle.

Verkon Fortrac 35/35-35 tehokkaasta pituudesta noin 70-75%:n osuudella oli havaittavissa konesuuntaisten vetoelementtien liukuneen poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi liitoskohdissaan kokeen aikana. Verkon murtolujuuksien keskiarvo oli 77 % verkon standardivetolujuudesta vertikaalijännityksellä 15-40 kPa. Tiiviissä hiekassa verkon polyesterikuitujen PVC-pinnoite vahingoittui paikoitellen koko siltä alueelta, jolla siirtymiä tapahtui. Eniten pinnoite vahingoittui verkon etuosasta, jossa kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitokset luistivat eniten.

Verkolla Fortrac 35/35-35 keskitiiviissä Ojakkalan hiekassa tehdyssä kokeessa P5E koko verkko lähti liikkeelle. Poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyi niin pieni kantava maanpaine ja leikkausvastus, että konesuuntaiset vetoelementit eivät liukuneet poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi vaan koko vahvisteessa liitokset säilyivät ehjinä. Myöskään PVC-pinnoite ei vahingoittunut ulosvetokokeessa P5E.

Kevytsoralla ks 50 ja kalliomurskeella 0-32mm tehdyissä ulosvetokokeissa ainoastaan yhdessä kokeessa (P14E) vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 murtui ulosvetovoiman ylittäessä verkon vetolujuuden. Verkko murtui toisen ja kolmannen aukon kohdalla puristimesta laskettuna. Kaikissa muissa kokeissa konesuuntaiset vetoelementit luistivat poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi kuvan 5.7d mukaisesti. Näistä koetuloksista on laskettu verkon liitosten lujuus luvussa 5.2.4.



Vahvisteverkolla Tensar SS2 tiiviissä hiekassa tehdyissä kokeissa ainoastaan kokeessa P4F verkko oli niin lyhyt ( $L=0,66$  m), että se lähti kokonaan liikkeelle. Kaikissa muissa kokeissa verkko murtui ennen liikkeelle lähtöään. Vertikaalijännityksellä 25 ja 40 kPa verkon murtolujuus standardivetokoeajuksesta (ka. 104 %) oli suurempi kuin vertikaalijännityksellä 15 kPa (101 %) (koe P1F). Portaittain kuormitetussa, muita pidempiaikaisessa kokeessa, murtolujuus oli pienin. Syynä murtolujuuden suurenemiseen vertikaalijännityksen kasvaessa on todennäköisesti se, että verkon etupään muodonmuutosnopeus kasvaa muodonmuutosten keskittyessä pienelle osalle verkkoa, verkon etupäähän liitteen F17 kuvan a ja b mukaisesti. Verkon Tensar SS2 vetolujuuden ja muodonmuutoksen suhteen riippuvuus suhteellisesta muodonmuutosnopeudesta on esitetty liitteen J1 kuvassa b.

Tiiviissä hiekassa verkko murtui aina ensimmäisen ja toisen poikkisuuntaisen vetoelementin keskeltä puristimesta mitattuna kuvan 5.7e mukaisesti. Vahvisteverkolla Tensar SS2 keskitiiviissä kalliomuskeessa tehdyssä kokeessa P7F verkko murtui ensimmäisen ja toisen poikkisuuntaisen vetoelementin keskeltä. Kokeessa P8F verkko murtui viidennen poikkisuuntaisen vetoelementin keskeltä poikkisuunnassa keskellä verkkoa, verkon takaosan lukkiutuessa kivien väliin. Kokeessa P10F verkko murtui toisen ja kolmannen poikkisuuntaisen vetoelementin keskeltä. Tensar SS2 -verkko murtui ulosvetovoimalla, joka oli 83-103 % standardivetolujuudesta.

Vahvisteverkolla Tensar SR80 keskitiiviissä kalliomurskeessa tehdyissä kokeissa verkko murtui kolmessa kokeessa ensimmäisen ja toisen poikkisuuntaisen vetoelementin välistä vetoelementtien liitoskohdasta kuvan 5.7f mukaisesti. Murtolujuuksien keskiarvo oli 79 % standardivetolujuudesta.

#### 5.2.4 Vahvisteverkkojen kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitosten lujuus

Fortrac -vahvisteverkoilla kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen liitos perustuu PVC-pinnoitteen "liimaavaan" ominaisuuteen, joten liitos voi kestää ainoastaan osan konesuuntaisten vetoelementtien vetolujuudesta. Kudotuille verkoille on liitosten lujuuden ja standardivetolujuuden suhteeksi esitetty 3-13 %. Tensar -verkoille vastaavaksi suhteeksi on esitetty 91-100 % (Netlon Limited, c, s.7).

Vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 kevytsorassa ks 50 ja kalliomurskeessa 0-32mm tehdyissä ulosvetokokeissa konesuuntaiset vetoelementit luistivat poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi kuvan 5.7d mukaisesti. Näistä koetuloksista on laskettu verkon liitosten lujuus yhtälöllä 5.2. Yhtälössä 5.2a oletetaan koko ulosvetovoiman kohdistuvan kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitoksiin. Yhtälössä 5.2b otetaan lisäksi konesuuntaisten vetoelementtien ja maan välinen kitka huomioon. Laskennassa tarvittavat tiedot ja tulokset on kerätty taulukkoon 5.4. Konesuuntaisten vetoelementtien ankkurikapasiteettia  $P_{\perp}$  laskettaessa on ankkuroidin tehokertoimeksi  $\mu_{\perp}$  oletettu 0,6. Fortrac -verkon sileän pinnan ja maan välisen pintakitkan tehokertoimen pienimmäksi arvoksi on esitetty 0,6 (British Board of Agrément 1992, s.6).

$$j_s = [P_{x_{\max}} / (n_T \text{ UTS})] \times 100 \% \quad (5.2a)$$

$$j_s = [(P_{x_{\max}} - P_{dL}) / (n_T \text{ UTS})] \times 100 \% \quad (5.2b)$$

$$P_{dL} = 2 L (S_L - S_{LA}) \sigma_v \mu_{bL} \tan \phi, \quad \mu_{bL} = 0,6 \quad (5.2c)$$

$j_s$	on verkon kone- ja poikkisuuntaisen vetoelementin liitoksen lujuus
$P_{x_{\max}}$	suurin ulosvetovoima
$n_T$	koekappaleen poikkisuuntaisten vetoelementtien lukumäärä
UTS	standardivetolujuus
$P_{dL}$	konesuuntaisten vetoelementtien ankkurikapasiteetti
$L$	verkon pituus
$S_L$	konesuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys
$S_{LA}$	verkon aukon leveys
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\mu_{bL}$	konesuuntaisten vetoelementtien ankkuroinnin tehokerroin
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma

Taulukon 5.4 mukaan vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitoksen lujuus on noin 5 % verkon TKK:ssa määritetystä standardivetolujuudesta. Niinpä kudottua verkkoa olisi perusteltua kutsua näennäisverkoksi (pseudo grid). Vahvisteverkolle Tensar SS2 ja SR80 kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitosten lujuus on esitetty taulukossa 5.3d ja e. Näillä verkoilla ulosvetovoiman ylittäessä verkon vetolujuuden, verkko murtui liitosten kohdalta.

*Taulukko 5.4 Ulosvetokoe. Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitosten lujuus. Verkon standardivetolujuus on määritetty TKK:ssa.*

Soil	Test No.	$\sigma_v$ kPa	$L$ m	$P_x$ kN/m	$P_{rd}$ EQN 5.2c kN/m	$n_T$ num./m	$n_L$ num./L	Junction strength, EQN 5.2a, %	Junction strength, EQN 5.2b, %
ks 50	P7E	40	0,33	18,6	1,8	27	8	5,8	5,3
ks 50	P8E	10	0,52	25,2	0,7	27	13	4,9	4,7
ks 50	P9E	25	0,33	18,3	1,1	27	8	5,7	5,4
ks 50	P10E	10	0,33	17,0	0,5	27	8	5,3	5,2
cr 0-32mm	P11E	15	0,33	15,6	0,6	27	8	4,9	4,7
cr 0-32mm	P12E	15	0,60	23,1	1,2	27	15	3,9	3,7
cr 0-32mm	P13E	40	0,33	18,6	1,7	27	8	5,8	5,3
cr 0-32mm	P15E	7,5	0,62	24,0	0,6	27	15	4,0	3,9
Mean value								5,0	4,8

UTS = 39,9 kN/m



### 5.2.5 Vahvisteiden ankkuroinnin tehokerroin $\mu_b$

Vahvisteesta maakerrokseen mobilisoituneen ankkurivoiman suuruutta on yksinkertaista kuvata ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b$  yhtälön 2.5a mukaisesti olettamalla ankkurivoiman intensiteetti tasan jakaantuneeksi pitkin vahvistetta.

$$\mu_b = P_x / (2 A_r \sigma_v \tan \phi) \quad (2.5_{bis})$$

$\mu_b$	on vahvisteiden ankkuroinnin tehokerroin
$P_x$	ulosvetovoima
$A_r$	vahvisteiden tehokas pinta-ala
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma

Ulosvetokokeella määritetyt vahvisteiden ja maan välisen rajapinnan huippukitkakulmien arvot kuvasta 4.12 ja liitteen G kuvasta 2 on esitetty taulukossa 5.7. Kriittisen tilan kitkakulmaa ei ole määritetty, eikä myöskään kitkakulmaa vahviste-maa -yhdistelmille, joissa ulosvetokoe on tehty vain yhdellä vertikaalijännityksellä. Vahvisteverkon ja maan välinen kitkakulma määritettiin myös vaikka verkon ankkurikapasiteetti perustuukin pääasiassa verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vasten kehittyvään kantavaan maanpaineeseen. Kokeissa, joissa vahviste katkesi, on vahvisteiden ja maan rajapinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys laskettu vahvisteiden tehokkaalle pituudelle. Näin laskettu leikkausjännitys ei ole leikkausjännityksen suurin mahdollinen arvo, koska koko vahvisteiden siirtyessä ulosvetovoima kasvaa suurimmilleen liitteen E kuvan 2 mukaisesti.

Taulukossa 5.7 on esitetty vertikaalijännitys, jolla vahvisteiden ja maan välinen kitkakulma on määritetty. Vertikaalijännitys tai sellipaine, jolla maan sisäinen kitkakulma on määritetty, on esitetty taulukossa 4.9 ja 4.10. Kevytsorassa ja kalliomurskeessa tehtyjen kokeiden tehokertoimet on laskettu käyttäen maan sisäisenä kitkakulmana kolmiakselikokeella määritettyä kitkakulmaa. Kitkakulmien arvot eivät ole täysin vertailukelpoisia, sillä vahvisteiden ja maan rajapinnalla vallitsee tasojännitystila, kun taas kolmiakselikokeessa jännitystila on kolmiakselialinen. Kolmiakselikokeessa määritetty kitkakulma on pienempi kuin rasialeikkauskokeessa määritetty.

Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  oli 0,90 tiiviissä Ojakalan hiekassa sekä lyhyellä ( $L=0,60\text{m}$ ) että pitkällä ( $L=1,35\text{m}$ ) koekappaleella määritettynä. Keskitiiviissä hiekassa tehokerroin oli 0,47. Tiiviissä kevytsorassa tehokerroin oli 0,95 ja löyhässä 0,91. Keskitiiviissä kalliomurskeessa tehokerroin oli 0,98. Tiiviissä ja keskitiiviissä hiekassa tehokertoimien arvot erosivat merkittävästi toisistaan. Tiiviissä ja löyhässä kevytsorassa ankkuroinnin tehokertoimet olivat yllättävän lähellä toisiaan. Mahdollinen selitys tälle on se, että kangasta ulosvedettäessä kevytsoran rakeet järjestäytyivät löyhästä tiiviimpään tilaan vertikaalijännityksen alaisena. Alkutilassa löyhän kevytsoran tiiviys ( $D_r=0,30$ ), saattoi olla huomattavasti suurempi ulosvedettävän kankaan lähellä.

Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkuroinnin tehokerroin oli 0,60 tiiviissä Ojakkalan hiekassa. Näin määritettyä tehokertoimen arvoa voidaan pitää alarajana, koska vahviste katkesi ennen kuin liikkui kokonaan. Jos koko koekappale olisi liikkunut olisi täysi ankurivoima mobilisoitunut pitkin koko vahvistetta ja tehokerroin olisi todennäköisesti hie- man suurempi. Kudotuilla verkoilla, kuten Fortrac 35/35-35, tehokerroin tuskin kasvaisi paljoakaan, koska kone- ja poikkisuuntaisen vetoelementin liitoksen lujuus on hyvin pieni, kuten edellä luvussa 5.2.4 on esitetty.

*Taulukko 5.7 Vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  ulosvetokokeella määritettynä.*

Reinforcement	Soil	D %	$L_e$ m	$\phi_g$ °	$\phi$ °	$\mu_b$	$\sigma_v$ kPa
Stabilenka 200/200	Ojakkala sand	99	0,60	42,0	44,9	0,90	15 - 70
			1,35 <sup>1</sup>	42,0	44,9	0,90	15 - 60
Stabilenka 200/200	Ojakkala sand	91	1,35	19,2	36,9	0,47	15 - 30
Stabilenka 200/200	ks 50	99	0,60	44,7	46,3	0,95	10 - 60
Stabilenka 200/200	ks 50	95	0,60	38,1	40,8	0,91	15 - 40
Stabilenka 200/200	cr 0-32mm	86	0,50	44,0	44,7	0,98	15 - 50
Rosenlew PP160	Ojakkala sand	99	≈0,80	-	44,9	-	15
Fortrac 35/35-35	Ojakkala sand	99	≈0,50-0,80	31,0	44,9	0,60	15 - 40
Fortrac 35/35-35	Ojakkala sand	92	1,33	-	36,9	-	15
Fortrac 35/35-35	ks 50	99	0,33	2,5	46,3	0,04 <sup>2</sup>	10 - 40
Fortrac 35/35-35	cr 0-32mm	86	0,33	9,5	44,7	0,17 <sup>2</sup>	15 - 40
			0,60	0	44,7	0 <sup>2</sup>	7,5 - 15
Tensar SS2	Ojakkala sand	99	≈0,40-0,80	43,0	44,9	0,94	15 - 40
Tensar SS2	Ojakkala sand	92	1,10	-	36,9	-	15
Tensar SS2	cr 0-32mm	86	0,30	53,0	44,7	1,34	7,5 - 25
Tensar SR80	cr 0-32mm	86	0,30	28,4	44,7	0,55	15 - 50
			0,30	53,0	44,7	1,34	15 - 25
			0,63	53,8	44,7	1,38	7,5 - 30

1.  $L_e \approx 1,20$  m,  $\sigma_v = 60$  kPa

2. Too short specimen

Tiiviissä kevytsorassa ja keskitiiviissä kalliomurskeessa vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 tehokerroin oli välillä 0-0,17 määritettynä lyhyellä Fortrac 35/35-35 -koekappaleilla ( $L=0,33$  ja  $0,66$  m). Syynä näin pieneen tehokertoimen arvoon oli se, että konesuuntaiset vetoelementit liukuivat poikkisuuntaisten vetoelementtien läpi. Kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitoksia oli liian vähän peräkkäin, jotta ulosvetovoima olisi siirtynyt konesuuntaisilta vetoelementeiltä poikkisuuntaisille vetoelementeille. Luotettavamman tehokertoimen määrittämiseksi kokeet olisi pitänyt tehdä pidemmällä koekappaleella. Määritettäessä vahvisteen ja maan välinen kitkakulma  $\tau - \sigma_v$  -koordinaatistossa, oli näennäinen koheesio erittäin suuri ja kitkakulman arvo melko pieni. Tarkastelemalla pienellä vertikaali-jännityksellä 10-15 kPa määritettyjä leikkausjännitysten arvoja liitteissä G4b, G5b ja G9b voidaan olettaa, että tiiviissä hiekassa määritetty ankkuroinnin tehokerroin on oikeaa suuruusluokkaa myös tiiviille kevytsoralle ja keskitiiviille kalliomurskeelle.



voidaan olettaa, että tiiviissä hiekassa määritetty ankkuroinnin tehokerroin on oikeaa suuruusluokkaa myös tiiviille kevytsoralle ja keskitiiviille kalliomurskeelle.

Vahvisteverkon Tensar SS2 ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_v$  oli 0,94 tiiviissä Ojakkalan hiekassa. Näin määritettyä tehokertoimen arvoa voidaan pitää alarajana, koska vahviste katkesi ennen kuin vahviste liikkui kokonaan. Keskitiiviissä kalliomurskeessa ankkuroinnin tehokertoimeksi määritettiin 1,34 vertikaalijännityksellä 7,5-15 kPa.

Vahvisteverkolle Tensar SR80 on määritetty kolme ankkuroinnin tehokertoimen arvoa eri pituisille koekappaleilla ja eri vertikaalijännityksillä. Lyhyellä koekappaleella ( $L=0,31\text{m}$ ) vertikaalijännityksellä 15-25 kPa tehokertoimeksi määritettiin 1,34 ja vertikaalijännityksellä 15-50 kPa tehokertoimeksi määritettiin 0,55. Tehokertoimen arvo on pahasti harhaanjohtava, sillä määritettäessä vahvisten ja maan välinen kitkakulma vertikaalijännityksellä 15-50 kPa,  $\tau - \sigma_v$  -koordinaatistossa, muodostui suuri näennäinen koheesio ja pieni kitkakulma liitteen G7b mukaisesti. Pidemmällä koekappaleella ( $L=0,63\text{m}$ ) vertikaalijännityksellä 7,5-30 kPa tehokertoimeksi määritettiin 1,38.

### 5.2.6 Vahvisten ankkuroinnin näennäinen tehokerroin $\mu_{bm}$ ja $\mu_{bmm}$

Ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_v$  oletetaan riippumattomaksi vertikaalijännityksestä, kun taas ankkuroinnin näennäinen tehokerroin  $\mu_{bm}$  on vertikaalijännitykseen sidottu. Ankkuroinnin näennäinen tehokerroin määritetään yhtälöllä 2.5c.

Kirjallisuudessa vahvisten ankkuroitumisen tehokkuus maakerrosten väliin esitetään usein ankkuroinnin näennäisenä tehokertoimenä  $\mu_{bmm}$ , joka määritetään yhtälöllä 2.5c korvaamalla maan sisäinen kitkakulma  $\phi$  näennäisellä kitkakulmalla  $\phi_m$ . Näennäinen kitkakulma on määritetty liitteiden B1, C1 ja C2 kuvan b avulla olettamalla koheesio nollassi.

Taulukkoon 5.6 on ulosvetokoetuloksista laskettu vahvisten ankkuroinnin näennäiset tehokertoimet  $\mu_{bm}$  ja  $\mu_{bmm}$ . Tehokertoimet on esitetty myös kuvassa 5.9. Tehokerroin  $\mu_{bmm}$  on määritetty ainoastaan tiiviissä Ojakkalan hiekassa ja kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa tehdyissä kokeissa.

Tehokertoimen  $\mu_{bm}$  ja  $\mu_{bmm}$  arvoista voidaan esittää yleisesti seuraavaa kaikille vahviste-maa-yhdistelmille:

Tehokertoimen arvo pienenee, kun vertikaalijännitys kasvaa. Tehokerroin pienenee myös, kun vahvisten pituus kasvaa. Kun vertikaalijännitys kasvaa, kasvavat myös vahvisten venymät. Samoin tapahtuu, kun vahvisten pituus kasvaa. Tällöin ankkuroinnin murtomekanismi muuttuu progressiivisemmaksi eli lähellä puristinta maan ja vahvisten välinen siirtymäero on niin iso, että rajapinnalla maa on jo kriittisessä tilassa, kun kauempana vasta osa kitkasta on mobilisoitunut vahvisten ja maan rajapinnalle. Vahvisteverkon pituuden

kasvaessa kasvavat myös verkon etuosan siirtymät, jolloin verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien yhteisvaikutus alentaa ankkurikapasiteettia.

Tehokertoimen nopea pieneneminen erityisesti kalliomurskeessa ja kevytsorassa vahvisteen pituuden kasvaessa saattaa myös merkitä sitä, että tapahtuu jonkinlaista kiilautumista tai holvautumista kauluksen aukon edessä, jolloin tämän mahdollisen holvautumisen vaikutus pienenisi vahvisteen pituuden kasvaessa. On mahdollista, että käytetyn kauluksen pituus on liian lyhyt, jolloin karkearakeisilla maalajeilla koekuopan etuseinän kitka lisää ulosvetovastusta. Tämän selvittämiseksi tulisi etuseinän instrumentoida painantureilla kuvan 3.3 mukaisesti.

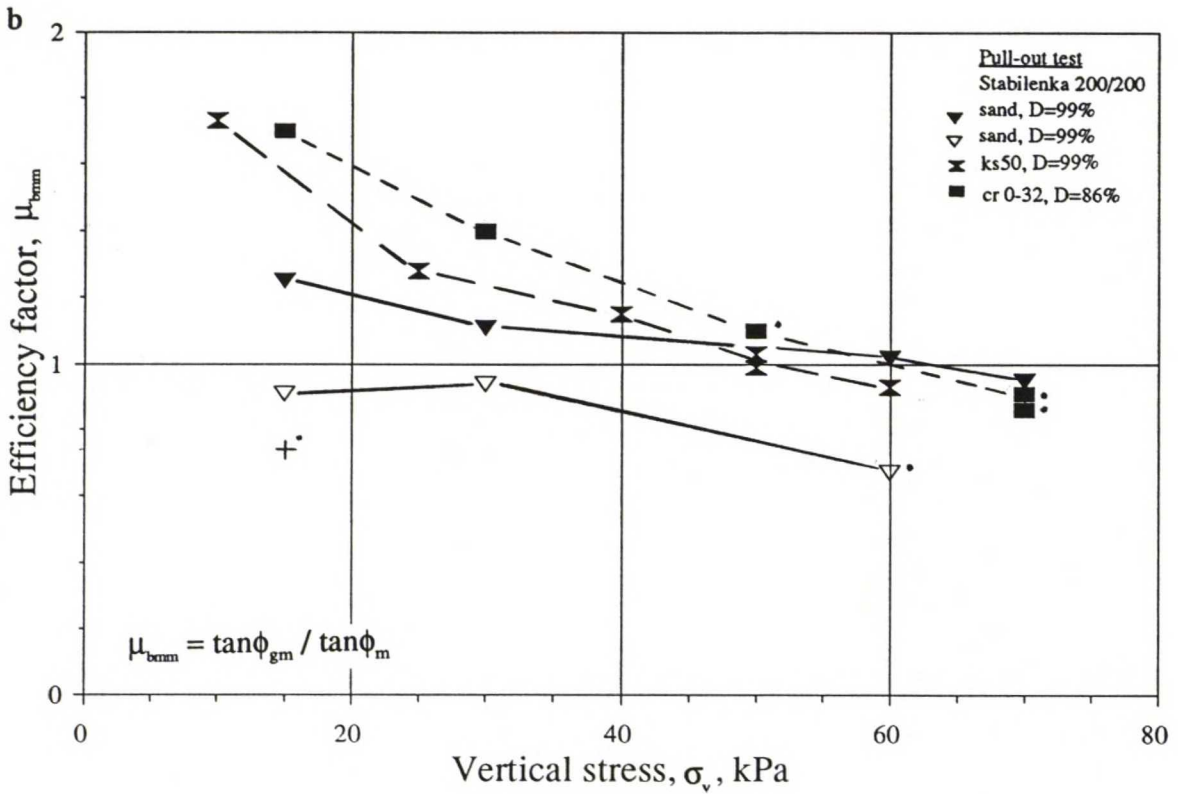
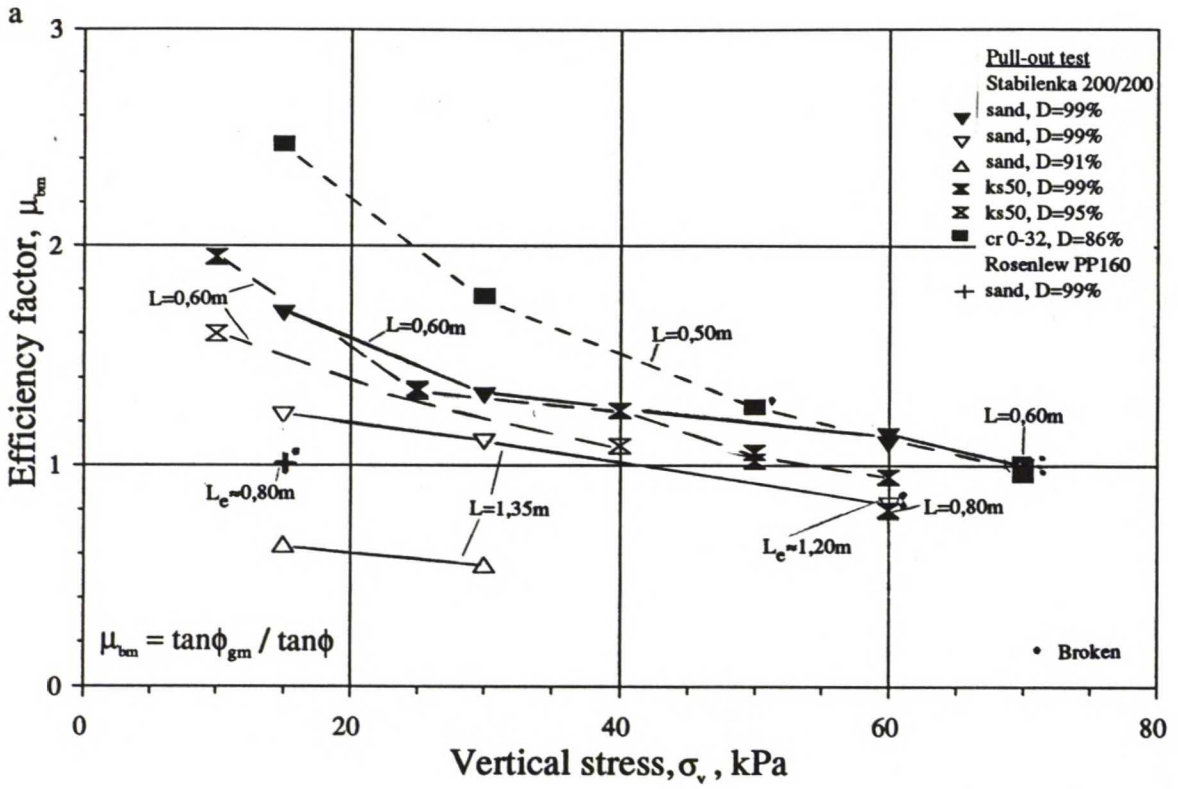
Vahvisteverkon ankkuroinnin näennäisen tehokertoimen arvo on pienin hiekassa ja suurin kevytsorassa ja kalliomurskeessa. Tämä näyttäisi tukevan luvussa 2.3.5 esitettyjä empiirisiä vuorosuhteita raekoon vaikutuksesta ankkurikapasiteettiin.

*Taulukko 5.6 Ulosvetokokeella määritetty vahvisteen ankkuroinnin näennäinen tehokertoimen  $\mu_{bm}$  ja  $\mu_{bmn}$ .*

Reinforcement Soil	D %	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{bm} / \mu_{bmn}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{bm} / \mu_{bmn}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{bm} / \mu_{bmn}$	$\sigma_v$ kPa	$\mu_{bm} / \mu_{bmn}$
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	99 99	15	1,69 / 1,25 1,23 / 0,91	30	1,32 / 0,91 1,11 / 0,94	60	1,10 / 1,02 0,72 / 0,67	70	1,00 / 0,95
Stabilenka 200/200 Ojakkala sand	91	15	0,64 / -	30	0,55 / -	-	-	-	-
Stabilenka 200/200 ks 50	99	10	1,95 / 1,73	25	1,35 / 1,28	40	1,25 / 1,15	50	1,02-1,06 / 0,99-1,03
Stabilenka 200/200 ks 50	95	10	1,60 / -	25	1,34 / -	40	1,09 / -	-	-
Stabilenka 200/200 cr 0-32mm	86	15	2,47 / 1,70	30	1,77 / 1,40	50	1,27 / 1,10	70	0,96-1,01 / 0,86-0,91
Rosenlew PP160 Ojakkala sand	99	15	1,04 / 0,77	-	-	-	-	-	-
Fortrac 35/35-35 Ojakkala sand	99	15	1,12-1,30 / 0,83-0,97	25	0,92 / 0,74	40	0,82 / 0,76	-	-
Fortrac 35/35-35 Ojakkala sand	92	15	0,65 / -	-	-	-	-	-	-
Fortrac 35/35-35 ks 50	99	10	2,30-2,67 / 1,18-1,37	25	1,13 / 1,06	40	0,70 / 0,67	-	-
Fortrac 35/35-35 cr 0-32mm	86	7,5	2,73 / 1,54	15	0,94-1,68 / 0,65-1,16	40	0,74 / 0,61	-	-
Tensar SS2 Ojakkala sand	99	15	1,46-1,70 / 1,08-1,26	25	1,46 / 1,17	40	1,13 / 1,05	-	-
Tensar SS2 Ojakkala sand	92	15	0,83 / -	-	-	-	-	-	-
Tensar SS2 cr 0-32mm	86	7,5	5,04 / 2,90	15	2,42-3,56 / 1,66-2,43	25	2,33 / 1,82	-	-
Tensar SR80 cr 0-32mm	86	7,5	3,1 / 1,78	15	2,28-3,86 / 1,58-2,65	25	2,12-2,79 / 1,65-2,21	50	1,57 / 1,36

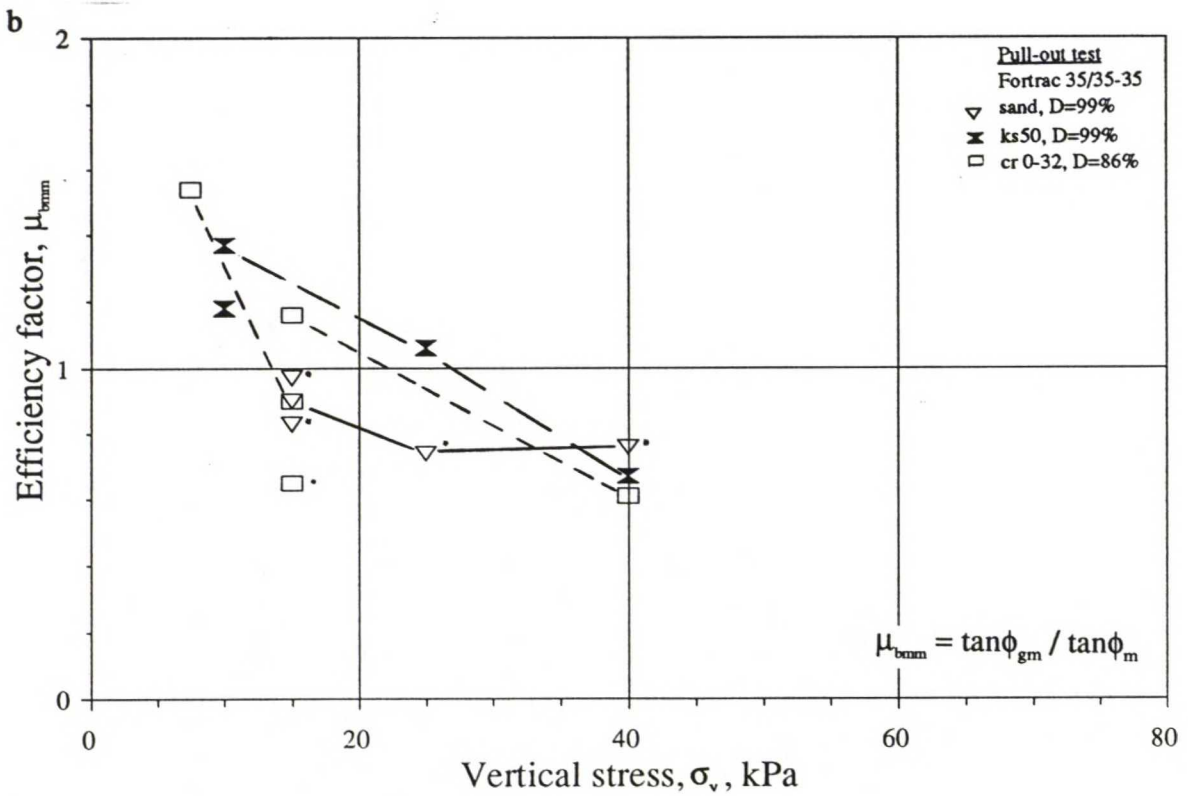
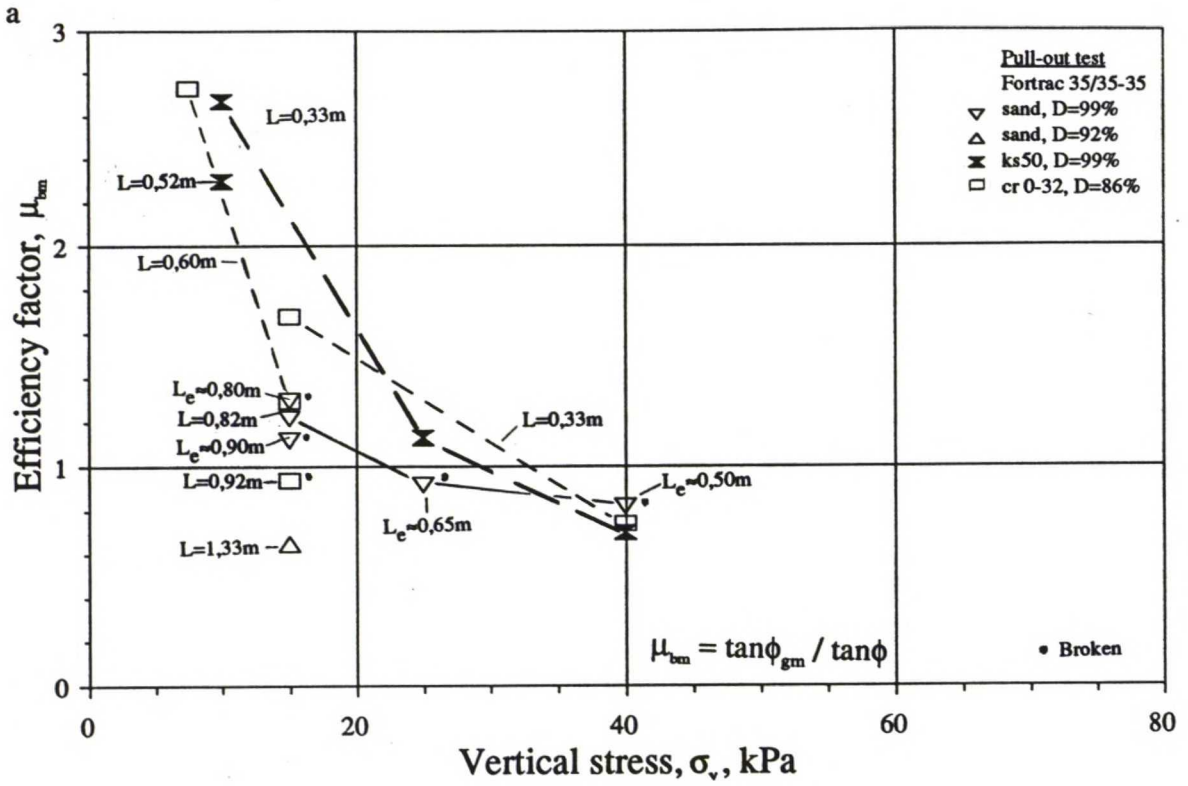
1.  $d_x = 10$  mm,





Kuva 5.9A Ulosvetokoe. Vahvistekankaan Stablenka 200/200 ja Rosenlew PP160 ankkuroinnin näennäinen tehokerroin, laskettuna yhtälöllä 2.5c:

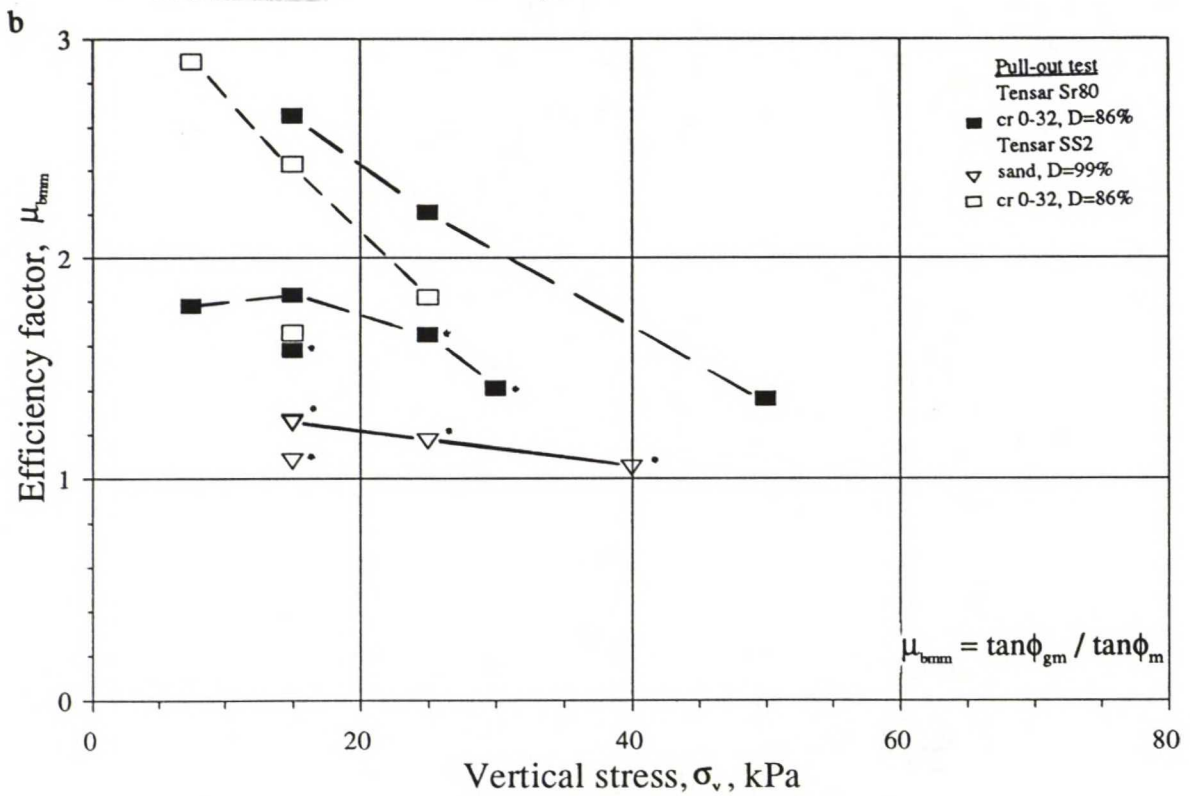
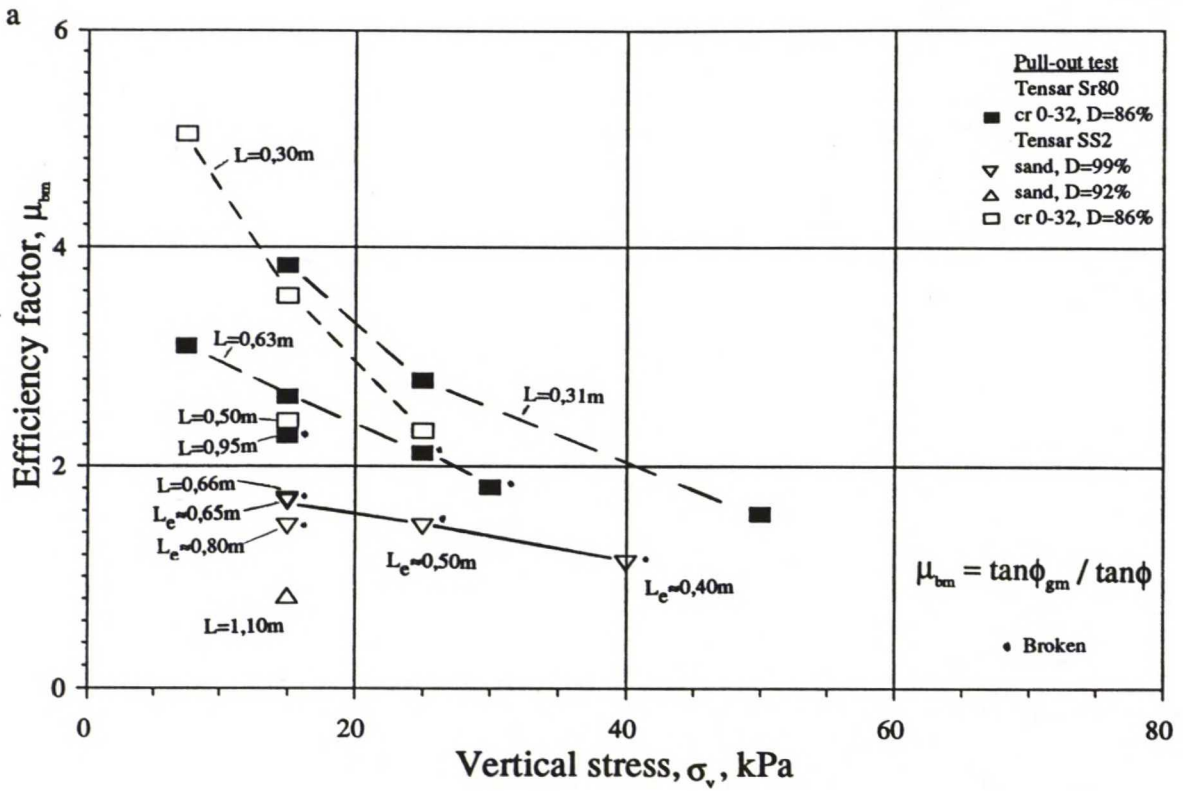
a  $\mu_{bm}(\phi)$ , b  $\mu_{bmm}(\phi_m)$ .



Kuva 5.9B Ulosvetokoe. Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkuroinnin näennäinen tehokerroin, laskettuna yhtälöllä 2.5c:

a  $\mu_{bm}(\phi)$ , b  $\mu_{bmm}(\phi_m)$ .





Kuva 5.9C Ulosvetokoe. Vahvisteverkon Tensar SS2 ja SR80 ankuroinnin näennäinen tehokerroin laskettuna yhtälöllä 2.5c:

a  $\mu_{bm}(\phi)$ , b  $\mu_{bmm}(\phi_m)$ .

Tehokertoimen arvo on pienin vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja suurin vahvisteverkolla Tensar SS2 ja SR80. Pienellä vertikaalijännityksellä tiiviissä ja löyhässä maakerroksessa tehokerroin oli samaa suuruusluokkaa vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja vahvistekaalla Stabilenka 200/200 ja suursäkkikankaalla Rosenlew PP160. Pienellä vertikaalijännityksellä tehokertoimien arvot ovat tiiviissä maakerroksessa huomattavastikin suurempia kuin yksi. Tämä on selitettävissä leikkauspinnalla tapahtuvalla tiiviin maan dilataatiolla. Vahvistetta ympäröivä maakerros estää dilataatiota vahvisteen ympärillä, jolloin vertikaalijännitys vahvisteen ja maan rajapinnalla kasvaa kuvan 3.8 mukaisesti.

Tehokerroin  $\mu_{bm}$  on huomattavasti pienempi kuin tehokerroin  $\mu_{bmm}$  kalliomurskeella ja kevytsoralla. Tämä on helposti ymmärrettävissä tarkasteltaessa liitteen C1 ja C2 kuvaa b, jossa kitkakulmaa määritettäessä molemmilla maalajeilla on suuri näennäinen koheesio.

### 5.3 Ankkurikapasiteetin laskentayhtälöiden soveltaminen

#### 5.3.1 Vahvisteen ja maan rajapinnan kitkaan perustuva yhtälö

Kun oletetaan vahvistesta maakerrokseen mobilisoituneen ankkurivoiman intensiteetti tasan jakaantuneeksi pitkin vahvistetta, voidaan ankkurikapasiteetti laskea yhtälöllä 2.5a. Luvussa 5.2.5 esitetyillä ankkurikapasiteetin tehokertoimilla  $\mu_b$  on laskettu ankkurivoima kaikille tutkituille vahviste-maa -yhdistelmille (kuva 5.10). Jos jollakin vahviste-maa -yhdistelmällä ulosvetokoe on tehty ainoastaan yhdellä vertikaalijännityksellä, on ankkurikapasiteetti laskettu näennäisellä tehokertoimella  $\mu_{bm}$  (kuva 5.10F ja H).

Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetti on laskettu kaikille vahviste-tiivis maa -yhdistelmille tiiviissä hiekassa määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b = 0,60$ . Samaa tehokertoimen arvoa on käytetty kaikille Fortrac -verkko-maa -yhdistelmille, koska kalliomurskeessa ja kevytsorassa tehdyistä ulosvetokokeista ei pystytty määrittämään "järkevää" tehokerrointa  $\mu_b$ . Ankkurikapasiteetti on lisäksi laskettu tehokertoimella 0,8, jota British Board of Agrément (1992, s.6) on suositellut "varovaisena" suunnitteluarvona Fortrac -verkoille (kuva 5.10G, I ja J). Vahvisteverkon Tensar SS2 ja SR80 ankkurikapasiteetti on laskettu luvussa 5.3.1 esitetyn tehokertoimen lisäksi ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b = 1,00$ , joka on esitetty vahvisteen ankkuroinnin tehokertoimen  $\mu_b$  ylärajaksi taulukossa 2.1 (kuva 5.10K-N) (Jewell 1990, s.934).

Rasialeikkauskokeella määritetyn suoran liukumisen tehokertoimen  $\mu_d$  soveltuvuutta ankkurikapasiteetin laskemiseen on lisäksi selvitetty vahvistekangas-maa -yhdistelmille, joille suoran liukumisen tehokerroin  $\mu_d$  on määritetty (kuva 5.10A, C, E ja F).

Kuvassa 5.10 esitetyn mitatun ulosvetovoiman ja eri tehokertoimilla lasketun ankkurikapasiteetin sekä vahvisteen tehokkaan pituuden vuorosuhteen perusteella voidaan tehdä seuraavia havaintoja:



#### Stabilenka 200/200:

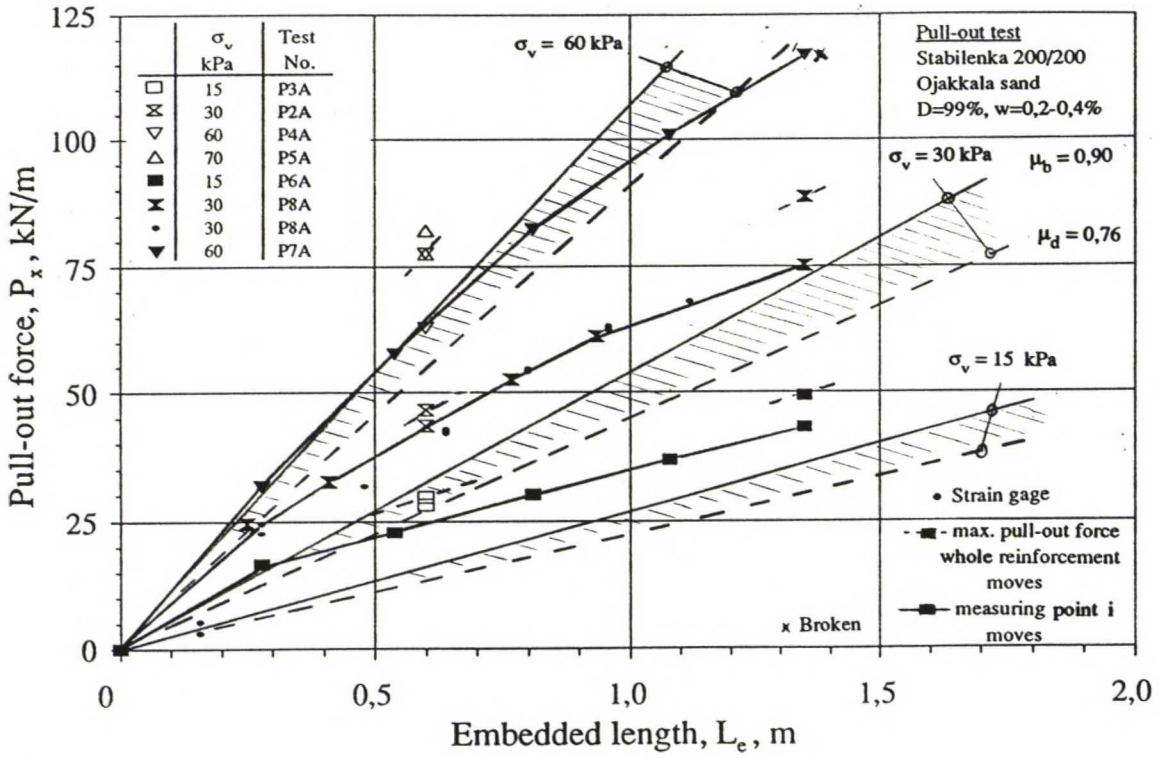
Laskettaessa vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ankkurikapasiteetti lyhyelle kankaalle ankkuroinnin tehokertoimella, aliarvioidaan kapasiteetti tiiviissä hiekassa ( $\mu_s=0,90$ ) ja yliarvioidaan keskitiiviissä hiekassa ( $\mu_s=0,47$ ) pienellä vertikaalijännityksellä (kuva 5.10A ja B). Pidemmälle kankaalle laskettu ankkurikapasiteetti vastaa paremmin mitattua ulosvetovoimaa. Laskettaessa kankaan ankkurikapasiteetti ankkuroinnin tehokertoimella tiiviissä ( $\mu_s=0,95$ ) ja löyhässä ( $\mu_s=0,91$ ) kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa ( $\mu_s=0,98$ ), aliarvioidaan ankkurikapasiteetti pienellä vertikaalijännityksellä. Suuremmalla vertikaalijännityksellä laskettu ja mitattu ankkurikapasiteetti vastaavat melko hyvin toisiaan lukuunottamatta tiiviissä kevytsorassa vertikaalijännityksen ollessa yli 50 kPa (kuva 5.10C, D ja E).

Erityisesti pienellä vertikaalijännityksellä koekappaleiden tulisi olla pidempiä, jotta voitaisiin päätellä millainen ulosvetovoiman ja vahvsteen pituuden vuorosuhde on pidemmillä vahvisteilla. Nyt käytetty ankkurikapasiteetin laskentayhtälö on lineaarinen eikä ota huomioon ankkuroinnin tehokertoimen pienenemistä pidemmillä vahvisteilla ankkuroinnin murtumisen muuttuessa progressiivisemmaksi. Eräs mahdollisuus ottaa tämä huomioon olisi käyttää pienempää ankkuroinnin tehokerrointa tai kriittisen tilan kitkakulmaa maalle pidemmillä ankkuripituuksilla venyvillä vahvisteilla. Määritetyt ankkuroinnin tehokertoimet näyttäisivät pienellä vertikaalijännityksillä olevan varmallalla puolella.

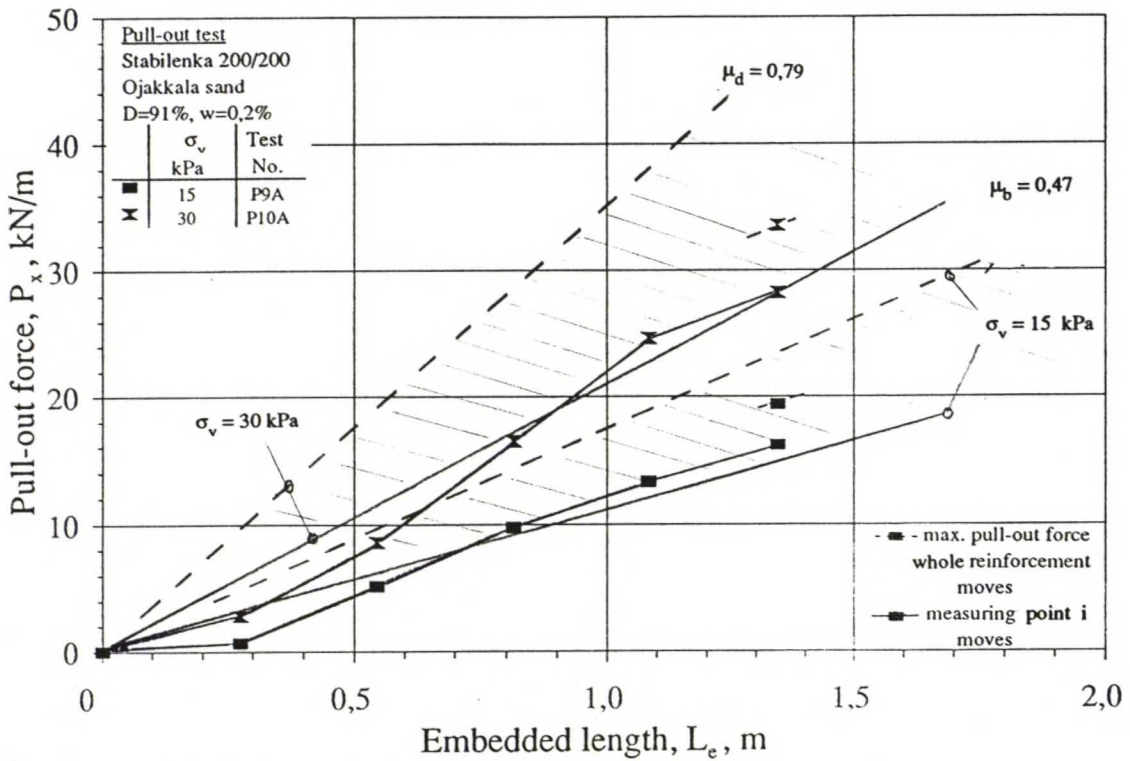
Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja maan välisen suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d$  ankkurikapasiteettia laskettaessa saadaan tiiviissä maakerroksessa huomattavasti varmallalla puolella olevia ankkurikapasiteetin arvoja pienellä vertikaalijännityksellä ( $\sigma_v < 50$  kPa). Suuremmalla vertikaalijännityksellä suoran liukumisen tehokertoimella laskettu ankkurikapasiteetin ja vahvistekankaan pituuden vuorosuhde vastaa kohtuullisesti ulosvetokokeessa mitattua (kuva 5.10A, C ja E). Keskitiiviissä hiekassa suoran liukumisen tehokertoimella laskettu ankkurikapasiteetin ja vahvistekankaan pituuden vuorosuhde yliarvioi huomattavasti ankkurikapasiteetin (kuva 5.10B). Kuvassa 5.10B käytetty  $\mu_d$  määritettiin hiekan tiivysasteella  $D = 94\%$ , kun taas  $\mu_s$  ja ulosvetovoima tiivysasteella  $D = 91\%$ . Tästä huolimatta ankkurikapasiteetit ovat vertailukelpoisia keskenään, koska suoran liukumisen tehokerroin on lähes riippumaton maan tiivyydestä, kuten edellä luvussa 5.1.2 on todettu.

#### Rosenlew PP160:

Suursäkkikankaan Rosenlew PP160 ankkurikapasiteetti on laskettu ankkurikapasiteetin näennäisellä tehokertoimella  $\mu_{bn}$  ja suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d$  (kuva 5.10F). Suoran liukumisen tehokertoimella laskettaessa aliarvioidaan kankaan ankkurikapasiteetti. Todennäköisesti tähän vaikuttaa se, että ulosvetokokeessa kankaan venyessä tunkeutuvat maarakeet kuteiden väliin ja kangas muuttuu karkeammaksi. Kankaan ankkuroinnin tehokertoimeksi voidaan kuvien 5.10A, E ja F perusteella arvioida 0,9 pienellä vertikaalijännityksellä.

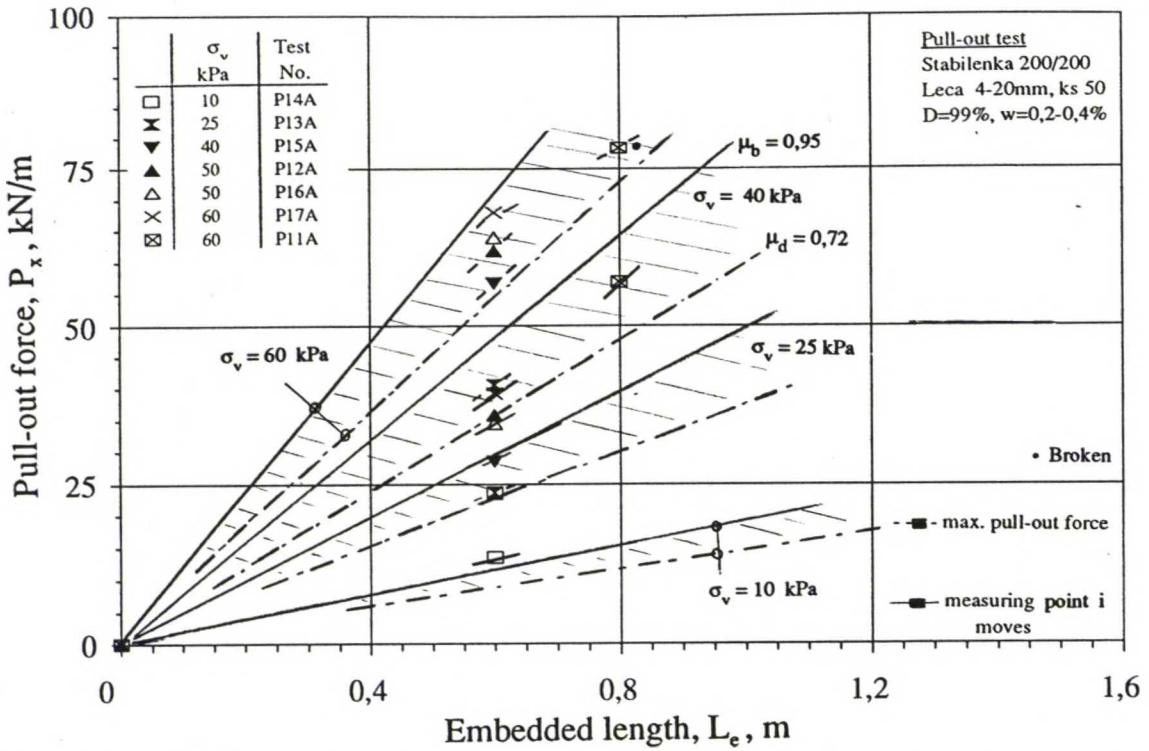


Kuva 5.10A Vahvistekankaan Stablenka 200/200 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde tiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,90$  ja rasialeikkauskokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d=0,76$ .

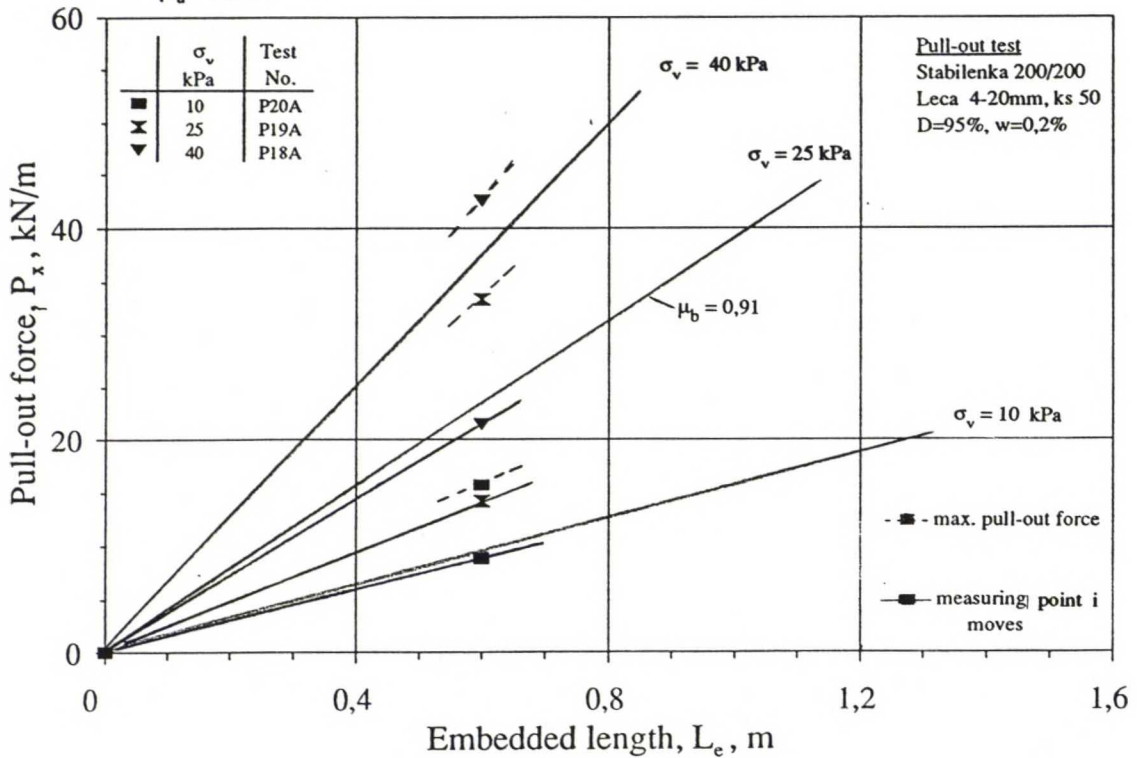


Kuva 5.10B Vahvistekankaan Stablenka 200/200 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde keskittiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,47$  ja rasialeikkauskokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d=0,79$ .

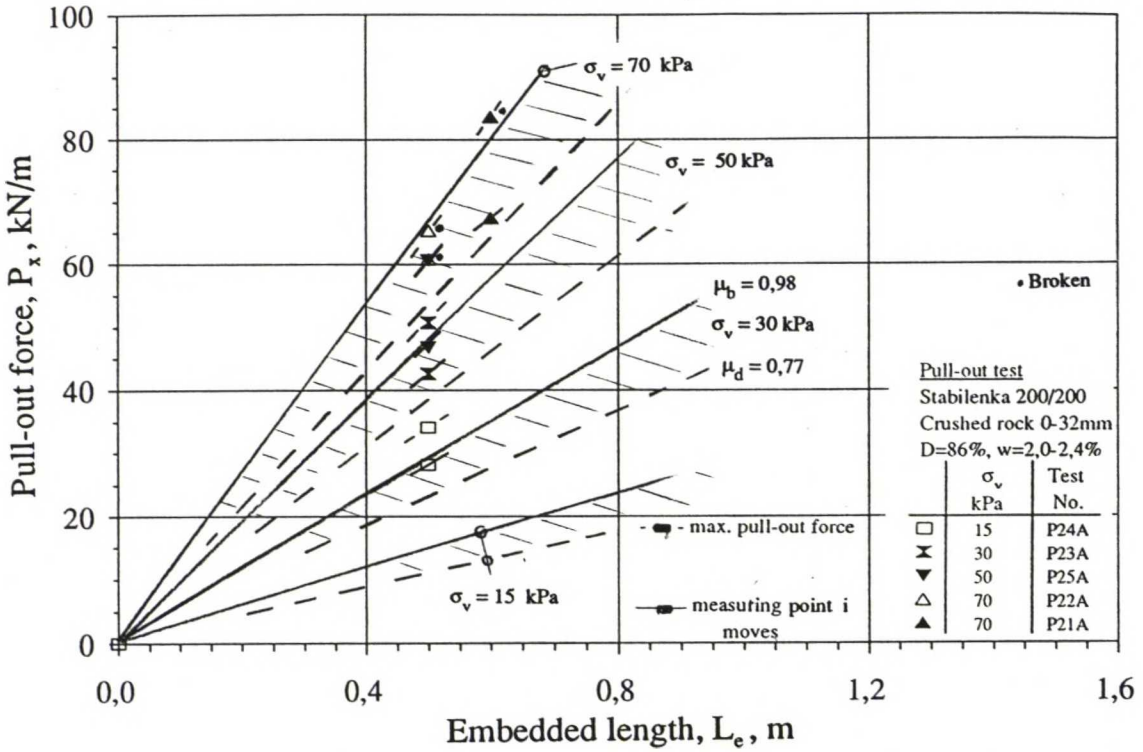




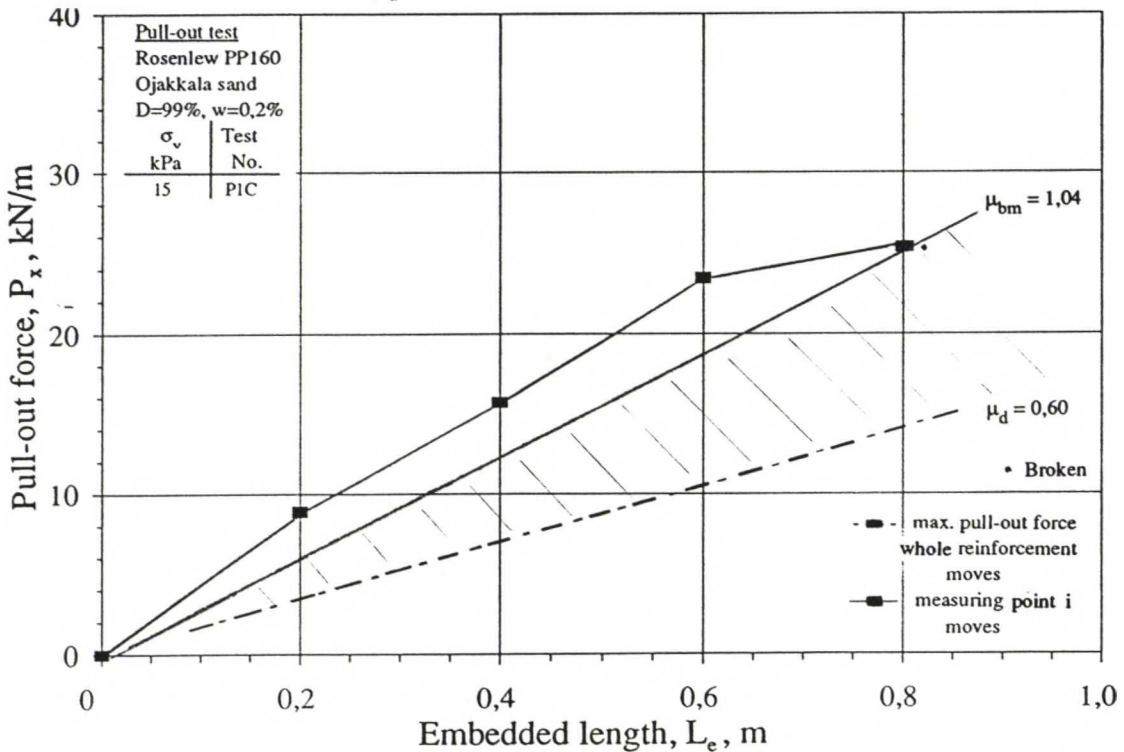
Kuva 5.10C Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde tiiviissä kevytsorassa ks 50 mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,95$  ja rasialeikkauskokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d=0,72$ .



Kuva 5.10D Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde keskitiiviissä kevytsorassa ks 50 mitattuna ulosvetokokeella ja laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,91$ .

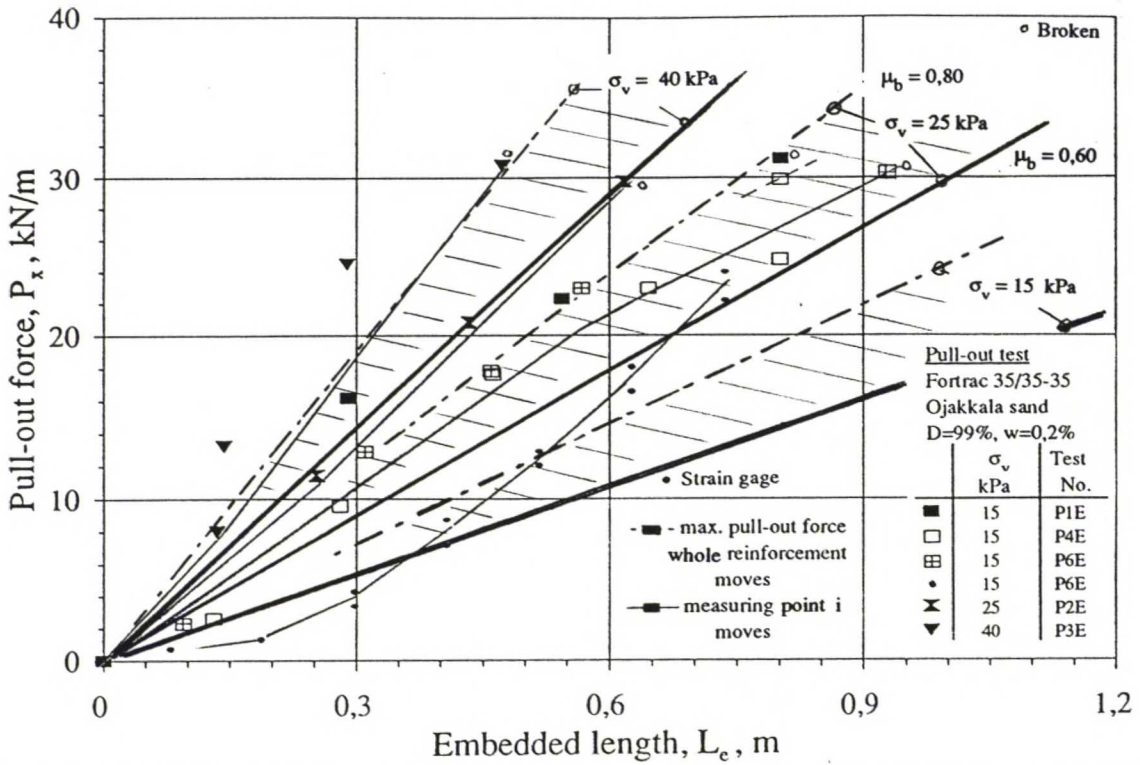


Kuva 5.10E Vahvistekankaan Stablenka 200/200 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde keskitiiviissä kalliomurskeessa 0-32mm mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,98$  ja rasialeikkauskokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d=0,77$ .

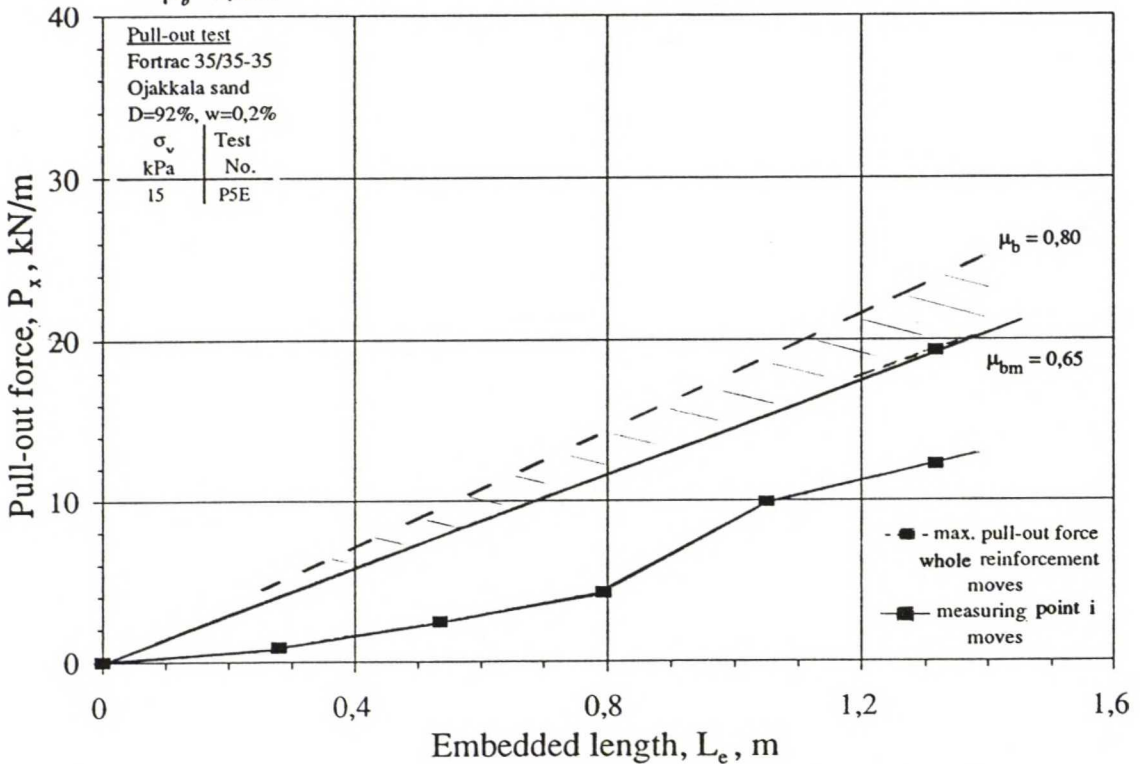


Kuva 5.10F Suursäkkikankaan Rosenlew PP160 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde tiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin näennäisellä tehokertoimella  $\mu_{bm}=1,04$  ja rasialeikkauskokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella  $\mu_d=0,79$ .

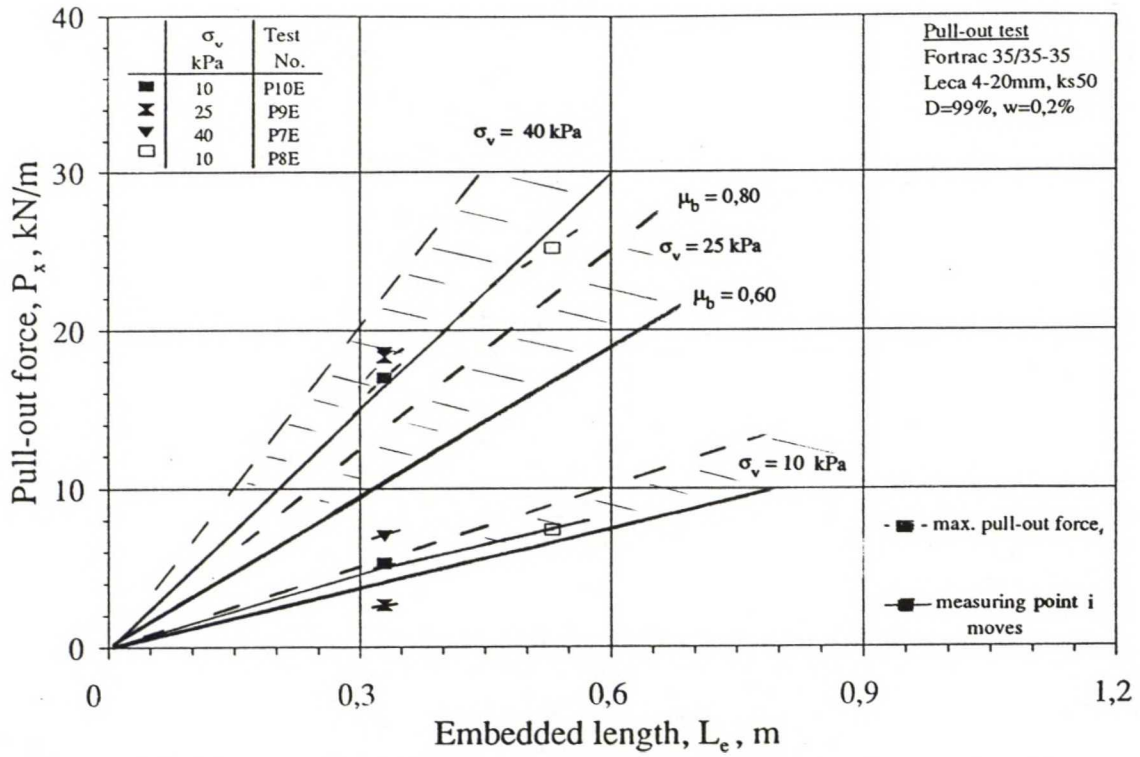




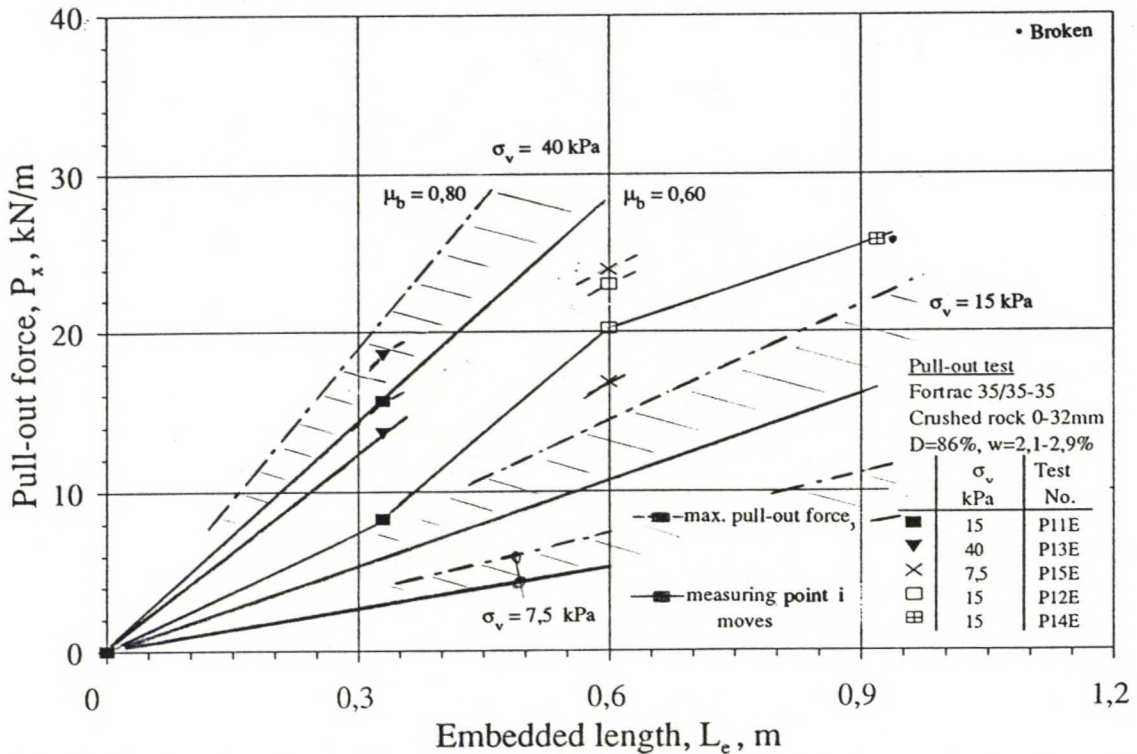
Kuva 5.10G Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde tiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroidinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,60$  ja British Board of Agrément (1992,s.6) suosittelemalla tehokertoimella  $\mu_b=0,80$ .



Kuva 5.10H Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde keskitiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroidinnin näennäisellä tehokertoimella  $\mu_{bm}=0,60$  ja British Board of Agrément (1992, s.6) suosittelemalla tehokertoimella  $\mu_b=0,80$ .

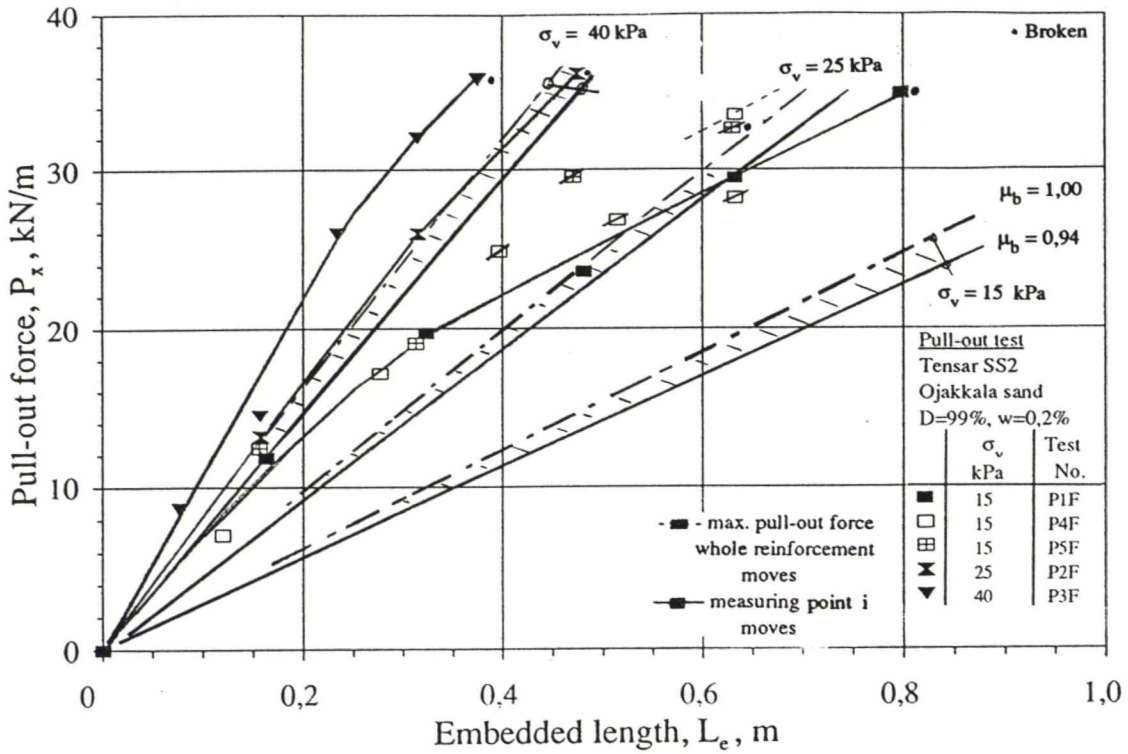


Kuva 5.10I Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde tiiviissä kevytsorassa ks 50 mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella tiiviissä hiekassa määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,60$  ja British Board of Agrément (1992, s.6) suosittele-malla tehokertoimella  $\mu_b=0,80$ .

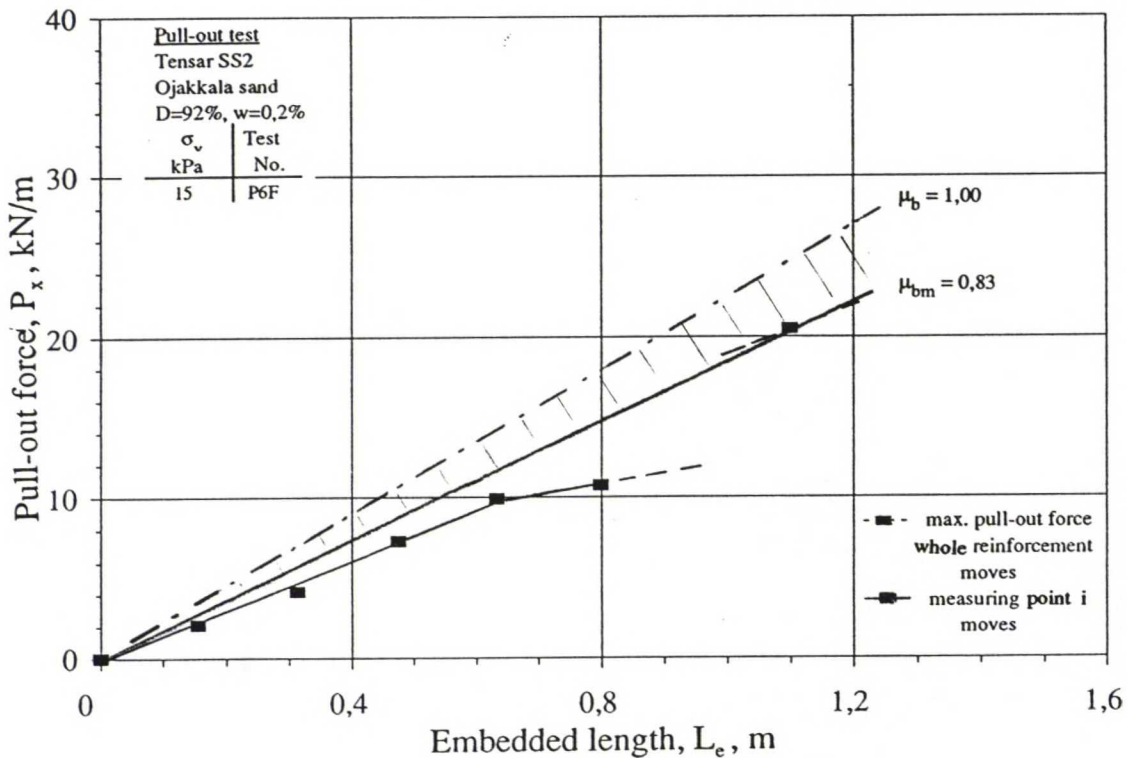


Kuva 5.10J Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuorosuhde keskitiiviissä kalliomurskeessa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna ulosvetokokeella tiiviissä hiekassa määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b=0,65$  ja British Board of Agrément (1992, s.6) suosittele-malla tehokertoimella  $\mu_b=0,80$ .

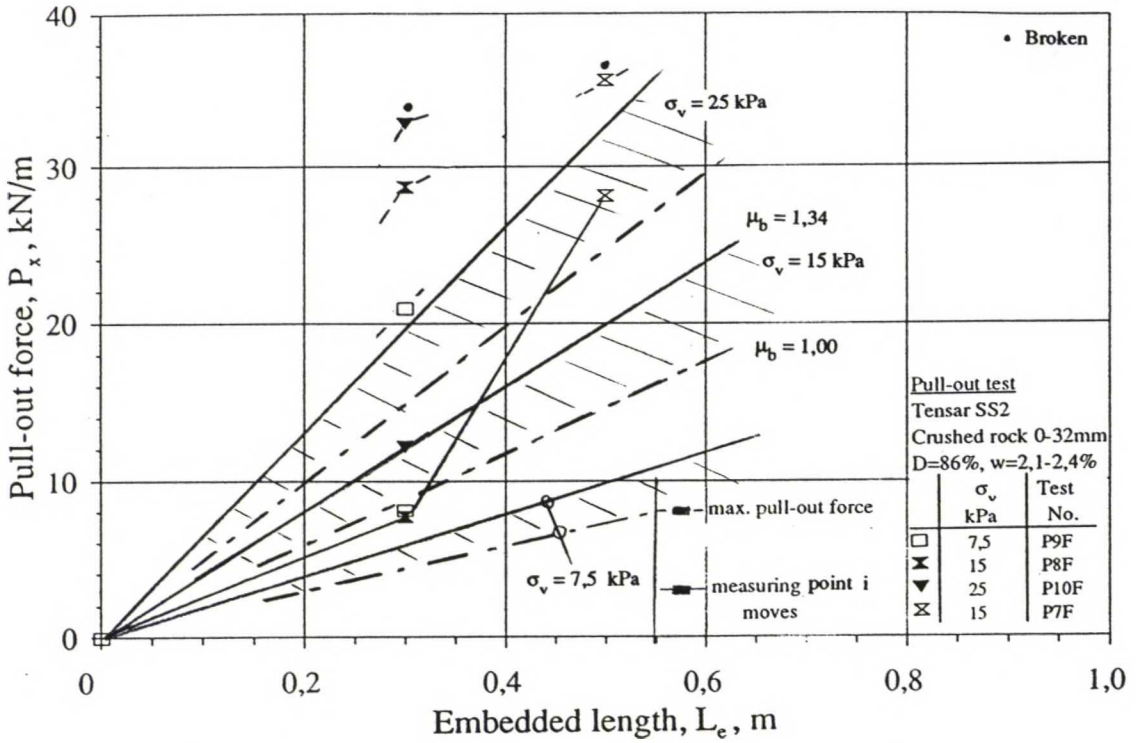




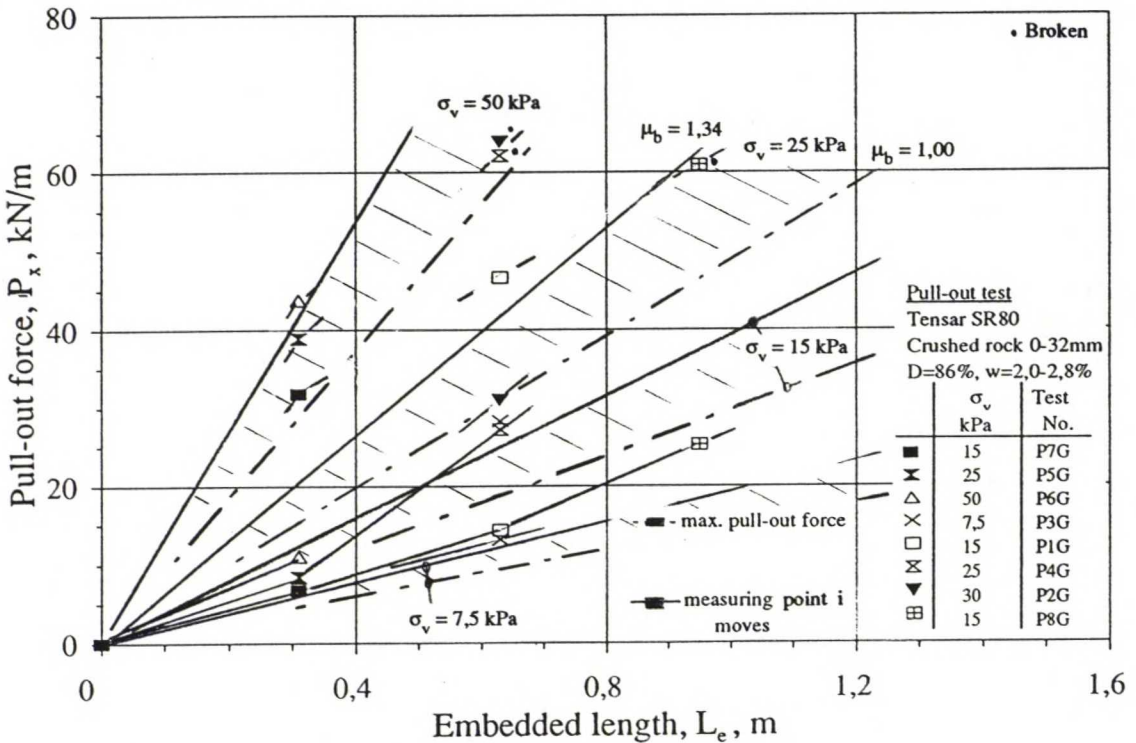
Kuva 5.10K Vahvisteverkon Tensar SS2 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuoro-  
suhde tiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella, laskettuna  
ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b = 0,94$  ja  
Jewellin (1990, s.934) esittämällä suurimmalla tehokertoimella  $\mu_{bmax} = 1,0$ .



Kuva 5.10L Vahvisteverkon Tensar SS2 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuoro-  
suhde keskitiiviissä Ojakkalan hiekassa mitattuna ulosvetokokeella ja las-  
kettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin näennäisellä tehoker-  
toimella  $\mu_{bm} = 0,83$  ja Jewellin (1990, s.934) esittämällä suurimmalla tehoker-  
toimella  $\mu_{bmax} = 1,0$ .



Kuva 5.10M Vahvisteverkon Tensar SS2 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuoro-  
suhde keskitiiviissä Kalliomurskeessa 0-32mm mitattuna ulosvetokokeella,  
laskettuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  
 $\mu_b = 1,34$  ja Jewellin (1990, s.934) esittämällä suurimmalla tehokertoimella  
 $\mu_{bmax} = 1,0$ .



Kuva 5.10N Vahvisteverkon Tensar SR80 ankkurikapasiteetin ja tehokkaan pituuden vuoro-  
suhde keskitiiviissä kalliomurskeessa mitattuna ulosvetokokeella ja lasket-  
tuna ulosvetokokeella määritetyllä ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_{bm} = 0,83$  ja  
Jewellin (1990, s.934) esittämällä suurimmalla tehokertoimella  $\mu_{bmax} = 1,0$ .



**Fortrac 35/35-35:**

Tiiviissä hiekassa ja kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa ankkuroinnin tehokertoimella  $\mu_b = 0,6$  ja  $0,8$  laskettaessa aliarvioidaan verkon ankkurikapasiteetti vertikaalijännityksellä  $7,5 - 25$  kPa verrattaessa mitattuun ulosvetovoimaan. Vertikaalijännityksellä  $40$  kPa tehokertoimella  $0,8$  laskettaessa verkon ankkurikapasiteetti yliarvioidaan (kuva 5.10G, I ja J). Keskitiiviissä hiekassa tehokertoimella  $0,8$  yliarvioidaan verkon ankkurikapasiteetti vertikaalijännityksellä  $15$  kPa (kuva 5.10H). Verkon ankkuroinnin tehokertoimeksi voidaan kuvien 5.10B ja 5.10H perusteella arvioida  $0,50$  keskitiiviissä hiekassa pienellä vertikaalijännityksellä.

**Tensar SS2:**

Kaikilla tutkituilla vertikaalijännityksillä tehokertoimella  $0,94$  tai  $1,0$  laskettaessa aliarvioidaan ankkurikapasiteetti, erityisesti kun  $\sigma_v \leq 25$  kPa (kuva 5.10K ja M). Keskitiiviissä hiekassa tehokertoimella  $1,0$  laskettaessa yliarvioidaan huomattavasti verkon ankkurikapasiteetti verrattaessa mitattuun ulosvetovoimaan (kuva 5.10L). Verkon ankkuroinnin tehokertoimeksi voidaan kuvan 5.10L perusteella arvioida  $0,60$  keskitiiviissä hiekassa pienellä vertikaalijännityksellä.

**Tensar SR80:**

Murskeessa ankkurikapasiteetti aliarvioidaan huomattavasti laskettaessa tehokertoimella  $1,0$  ja  $1,34$  pienellä vertikaalijännityksellä  $\sigma_v < 30$  kPa. Vertikaalijännityksellä  $50$  kPa verkon ankkurikapasiteetti yliarvioidaan laskettaessa tehokertoimella  $1,34$  (kuva 5.10N).

**5.3.2 Verkon ankkurikapasiteetin laskeminen taulukon 2.1 avulla**

Verkon ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  voidaan laskea Jewellin (1990, s.934) esittämän taulukon 2.1 avulla verkon dimensioiden ja maan sisäisen kitkakulman perusteella. Taulukossa verkon ankkuroinnin tehokerroin muodostuu verkon sileän pinnan leikkausvastuksen  $(\mu_b)_{ss}$  ja poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden  $(\mu_b)_{bs}$  tehokertoimista yhtälön 2.12b mukaisesti. Tutkittujen verkkojen ankkuroinnin lasketut tehokertoimet on esitetty taulukossa 5.7. Tehokerroin  $\mu_{b1}$  on laskettu suoraan taulukon 2.1 avulla yhtälöllä 2.12b. Tehokertoimessa  $\mu_{b2}$  on lisäksi huomioitu maan keskimääräisen raekoon vaikutus kertoimella  $c_{GS}$  yhtälöllä 2.21. Taulukossa 2.1 oletetaan maan ja vahvisteen välisen pintakitkan tehokertoimeksi  $0,6$  ( $=\tan\delta/\tan\phi$ ). Vahvisteverkolle Fortrac 35/35-35 on myös laskettu ankkuroinnin tehokerroin taulukon 2.1 avulla, vaikka verkon poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuudesta vain osa on hyödynnettävissä verkon ankkurikapasiteettia laskettaessa ( $j_s = 5\%$ ).

$$\mu_b = (\mu_b)_{ss} + (\mu_b)_{bs} \quad (2.12b_{bis})$$

$$\mu_b = (\mu_b)_{ss} + c_{GS} (\mu_b)_{bs} \quad (5.3)$$

$\mu_b$	on vahvisteiden ankkuroinnin tehokerroin
$(\mu_b)_{ss}$	verkon sileän pinnan leikkausvastuksen tehokerroin
$(\mu_b)_{bs}$	poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden tehokerroin
$c_{GS}$	kerroin raekoon vaikutukselle

**Taulukko 5.7 Ankkuroinnin tehokerroin vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35, Tensar SS2 ja Tensar SR80 määritettynä taulukon 2.1 avulla ( $\mu_{b1}$ ) ja ottamalla huomioon maan keskimääräisen raekoon vaikutus yhtälöllä 2.20 ( $\mu_{b2}$ ).**

Grid	Soil	$\phi$ °	$d_{50}$ mm	$\alpha_s$ <sup>1</sup>	$(\mu_b)_{ss}$	$S_T/(\alpha_b d)$ <sup>1</sup>	$(\mu_b)_{bs}$	$\mu_{b1}$ (EQN 2.12b)	$c_{GS}$	$\mu_{b2}$ (EQN 5.3)
Fortrac 35/35-35	sand	44,9	1,2	0,25	0,15	32,9	0,43	0,58	1,88	0,96
Fortrac 35/35-35	sand	36,9	1,2	0,25	0,15	32,9	0,25	0,40	1,88	0,75
Fortrac 35/35-35	cr 0-32	46,3	6,0	0,25	0,15	32,9	0,43	0,58	1,96	0,99
Fortrac 35/35-35	ks 50	44,7	4,0	0,25	0,15	32,9	0,43	0,58	1,98	1,00
Tensar SS2	sand	44,9	1,2	0,17	0,10	37,5	0,38	0,48	1,90	0,82
Tensar SS2	sand	36,9	1,2	0,17	0,10	37,5	0,22	0,32	1,90	0,59
Tensar SS2	cr 0-32	44,7	4,0	0,17	0,10	37,5	0,38	0,48	1,97	0,85
Tensar SR80	cr 0-32	44,7	4,0	0,36	0,22	47,9	0,27	0,49	1,91	0,76

1 Dimension in figure 4.2 and 4.3

Taulukon 2.1 avulla laskettu ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  on huomattavasti varmalla puolella oleva tehokertoimen arvo vahvisteverkolle Fortrac 35/35-35 tiiviissä ja keskitiiviissä maakerroksessa verrattaessa ulosvetokoetuloksiin kuvassa 5.10G-J (taulukossa 5.7 esitetyillä tehokertoimilla laskettua ankkurikapasiteetin ja vahvisteiden tehokkaan pituuden vuorosuhdetta ei ole piirretty kuviin). Kun kerrointa korjataan maan raekoon vaikutuksella, saadaan liian suuri tehokertoimen  $\mu_{b2}$  arvo ulosvetokokeella mitattuun verrattuna.

Vahvisteverkolle Tensar SS2 ja SR80 taulukossa 5.7 esitetyt ankkuroinnin tehokertoimet ovat sekä tiiviissä että keskitiiviissä maakerroksessa huomattavasti varmalla puolella olevia arvoja verrattaessa ulosvetokokeessa mitattuun (kuva 5.10K-N).

### 5.4.3 Verkon ankkurikapasiteetin laskeminen kuvan 2.10 avulla

Verkon ankkuroinnin tehokerroin  $\mu_b$  voidaan laskea yhtälöllä 2.15. Ongelmana on määrittää kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhde  $\sigma_b / \sigma_v$ . Taulukkoon 5.10 on laskettu verkon ankkuroinnin tehokerroin, kun suhteen  $\sigma_b / \sigma_v$  alaraja on laskettu yhtälöllä 2.10 ja yläraja yhtälöllä 2.11. Lisäksi suhde  $\sigma_b / \sigma_v$  on määritetty kuvassa 2.10a esitetystä Rowe & Davisin ( $\psi$ )-kuvaajasta.

$$\mu_b = \alpha_s \tan \delta / \tan \phi + (\sigma_b / \sigma_v) (d \alpha_b / S_T) [1 / (2 \tan \phi)] \quad (2.15bis)$$



$\mu_b$	on vahvisteen ankkuroinnin tehokerroin
$\alpha_s$	sileän pinnan osuus verkon pinta-alasta
$\delta$	pintakitkakulma
$\phi$	maan sisäinen kitkakulma
$\sigma_b$	kantava maanpaine
$\sigma_v$	vertikaalijännitys
$d$	poikkisuuntaisen vetoelementin paksuus
$\alpha_b$	osuus verkon poikkisuuntaisen vetoelementin liikesuunnan vastaisesta leveydestä $W$ , jota vasten kantava maanpaine voi kehittyä
$S_T$	poikkisuuntaisten vetoelementtien välinen etäisyys

Taulukossa 5.10 esitetyissä ankkuroinnin tehokertoimissa ei ole huomioitu raekoon vaikutusta  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhteeseen. Laskettaessa  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhde yhtälöllä 2.10 on ankkuroinnin tehokerroin verkolle Fortrac 35/35 hieman varmalla puolella verrattaessa ulosvetokokeella määritettyyn tehokertoimeen. Yhtälön 2.11 avulla laskettaessa yliarvioidaan huomattavasti tehokertoimen suuruus maan tiiviyydestä riippumatta. Kuvassa 2.10a esitetyllä Rowe & Davisin ( $\psi$ )-kuvaajasta määritetyllä  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhteella laskettaessa yliarvioidaan verkon ankkuroinnin tehokerroin tiiviissä hiekassa ja kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa. Keskitiiviissä hiekassa tehokerroin on lähes sama, kuin ulosvetokoetuloksista määritetty.

Laskettaessa  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhde yhtälöllä 2.10 aliarvioidaan Tensar SS2 ja SR80 -verkon ankkuroinnin tehokerroin huomattavasti ja laskettaessa  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhde yhtälöllä 2.11 yliarvioidaan Tensar SS2 ja SR80 -verkon ankkuroinnin tehokerroin verrattaessa ulosvetokokeessa mitattuun ulosvetovoimaan. Määritettäessä  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhde kuvassa 2.10a esitetyllä Rowe & Davisin ( $\psi$ )-kuvaajalla, saadaan samaa suuruusluokkaa oleva ankkuroinnin tehokertoimen arvo verrattaessa ulosvetokokeella määritettyyn, maa tiiviyydestä riippumatta. Todellisessa vahvistemaaraken-teessa vahvisteverkon ankkuroinnin tehokertoimen arvona ei käytetä suurempaa arvoa kuin yksi. Rowe & Davisin ( $\psi$ ) -kuvaajan avulla ankkuroinnin tehokertoimen laskeminen vaikuttaa nyt tehdyn vähäisen koemäärän perusteella järkevältä, kun hylätään ykköstä suu-remmat tehokertoimen arvot.

Kuvassa 5.11 on esitetty nyt tehdyistä ulosvetokokeista laskettu  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhteen ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhde.  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhdetta laskettaessa verkon sileän pinnan ja maan väliseksi pintakitkakulman tehokertoimeksi on oletettu 0,6. Samoin on oletettu, että verkon pinnan ja maan välinen kitka ja poikkisuuntaisten vetoelementtien vastainen kantava maanpaine kehittyvät samanaikaisesti tehokkaalle verkon pituudelle.

Hiekassa tehdyistä kokeista laskettu  $\sigma_b / \sigma_v$  -suhteen ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhde on kaikissa kokeissa yhtälöillä 2.10 ja 2.11 laskettujen raja-arvojen välillä. Tensar-verkoilla murskeessa ja kevytsoralla tehdyissä kokeissa vuorosuhde on kaikissa kokeissa yhtälöllä 2.11 laskettua suurempi. Tämän perusteella on syytä epäillä, että karkeampira-keisilla maalajeilla koelaatikon reunavaikutukset vaikuttavat koetuloksiin. Vastaavia  $\sigma_b / \sigma_v$

-suhteen ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhdetta kirjallisuudesta on esitetty kuvassa 2.10b.

**Taulukko 5.10** Vahvisteverkon Fortrac 35/35-35, Tensar SS2 ja Tensar SR80 ankkuroinnin tehokerroin  $\mu$ , yhtälöllä 2.15 laskettuna. Kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen vuorosuhde ( $\sigma_b / \sigma_v$ ) laskettu yhtälöllä 2.10 ja 2.11 sekä kuvassa 2.10a esitetyn Rowe & Davisin ( $\psi$ ) -kuvaajan avulla.

Grid	Soil	$\phi$ °	$\alpha_s^1$	$(\mu_h)_{ss}$	$\frac{\alpha_h d^1}{S_T}$	$\sigma_h / \sigma_v$ EQN 2.10	$(\mu_h)_{hs}$	$\mu_h$	$\sigma_h / \sigma_v$ EQN 2.11	$(\mu_h)_{hs}$	$\mu_h$	$\sigma_h / \sigma_v$ R&D <sup>2</sup>	$(\mu_h)_{hs}$	$\mu_h$
Fort. <sup>3</sup>	sand	44,9	0,25	0,15	0,0304	25,2	0,38	0,53	132,7	2,02	2,17	80	1,22	1,37
Fort.	sand	36,9	0,25	0,15	0,0304	10,6	0,21	0,36	42,4	0,85	1,00	20	0,40	0,55
Fort.	cr 0-32	46,3	0,25	0,15	0,0304	30,1	0,44	0,59	166,5	2,42	2,57	85	1,23	1,38
Fort.	ks 50	44,7	0,25	0,15	0,0304	24,5	0,38	0,53	128,6	1,98	2,13	80	1,23	1,38
SS2 <sup>4</sup>	sand	44,9	0,17	0,10	0,0267	25,2	0,46	0,56	132,7	2,42	2,52	80	1,07	1,17
SS2	sand	36,9	0,17	0,10	0,0267	10,6	0,19	0,29	42,4	0,75	0,85	20	0,36	0,46
SS2	cr 0-32	44,7	0,17	0,10	0,0267	24,5	0,33	0,43	128,6	1,73	1,83	80	1,08	1,08
SR80 <sup>5</sup>	cr 0-32	44,7	0,36	0,22	0,0209	24,5	0,26	0,48	128,6	1,36	1,58	80	0,84	1,06

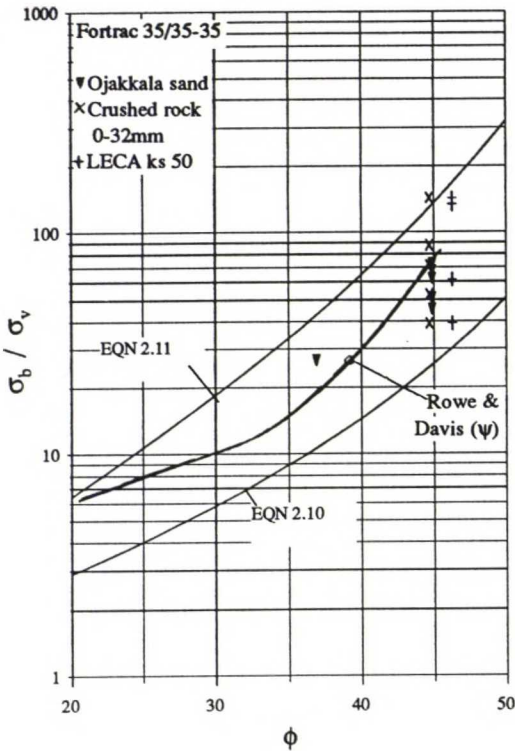
1 Grid dimensions in figure 4.2 and 4.3 2 Graph "Rowe & Davis ( $\psi$ )" in figure 2.10a and 5.11

3 Fortrac 35/35-35

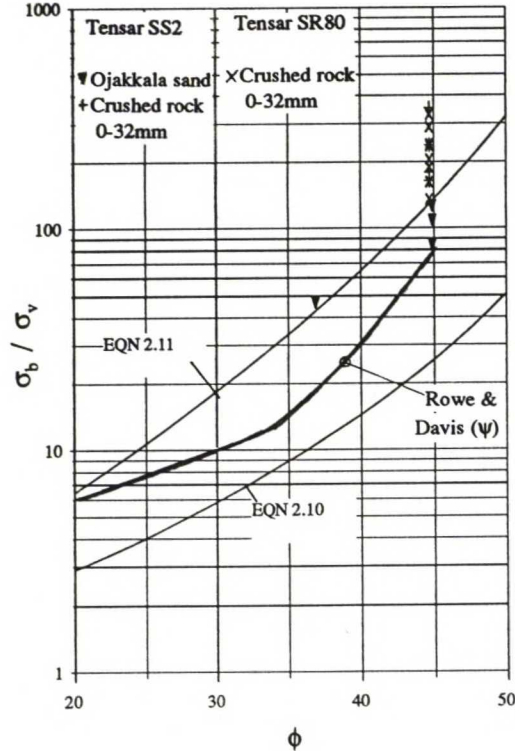
4 Tensar SS2

5 Tensar SR80

a



b



**Kuva 5.11** Ulosvetokoetuloksista laskettu vahvisteverkon poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavan maanpaineen ja vertikaalijännityksen suhteen  $\sigma_b / \sigma_v$  ja maan sisäisen kitkakulman vuorosuhde. a Fortrac 35/35-33. b Tensar SS2 ja SR80.



## 6. YHTEENVETO

Vahvistemaarakennetta suunniteltaessa on huomioitava kaksi rakenteen sisäistä murtomekanismia (kuva 2.1b). Geovahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä ja karheita estääkseen rakenteen sortumisen liukumalla pitkin maan ja vahvisteiden rajapintaa. Lisäksi vahvisteiden tulee olla riittävän pitkiä vahvisteisiin mobilisoituvan aksiaalisen vetovoiman ankkuroimiseksi.

Ensimmäisessä murtomekanismeissa maablokki leikkautuu vahvisteiden ylä- tai alapuolelta. Leikkausvastus riippuu vahvisteiden ylä- ja alapuolisesta maakerroksesta, vahvisteiden rakenteesta ja materiaalista sekä vertikaalijännityksestä. Vahvistekankaan liukuvastus perustuu maan ja kankaan väliseen kitkaan. Vahvisteverkoilla liukuvastus voi koostua kolmesta komponentista: maa leikkautuu pitkin vahvisteiden ja maan välistä rajapintaa, verkon poikkisuuntaiset vetoelementit vastustavat maan liukumista ja / tai maa liukuu maata vasten verkon aukkojen kohdalla (kuva 2.5).

Vedettäessä vahvistekangasta ulos maakerrosten välistä vetovastus perustuu maan ja kankaan väliseen kitkaan (kuva 2.3). Vahvisteverkolla vetovastus perustuu maan ja verkon sileän pinnan väliseen kitkaan ja / tai passiiviseen maanpaineeseen verkon poikkisuuntaisia vetoelementtejä vastaan (kuva 2.8).

Maakerroksen ja vahvisteiden välistä kitkaa tutkittiin muunnetulla rasialeikkauskokeella ja ulosvetokokeella edellä esitettyihin murtomekanismeihin liittyvien suunnitteluparametrien määrittämiseksi. Ulosvetokokeella tutkittiin myös vahvisteiden ankkurikapasiteetin mobilisointumista maakerrosten välissä.

Vahvistekankaan ja maan välinen kitkakulma määritettiin kuvan 3.2 mukaisella muunnetulla rasialeikkauskokeella. Vahvisteiden ja maan rajapinnalle mobilisoitunut kitka on esitetty vahvisteiden ja maan välisen ja maan sisäisen kitkakulman tangentin suhteena, jota kutsutaan suoran liukumisen tehokertoimeksi  $\mu_s$ . Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja tiiviin sekä keskitiiviin Ojakkalan hiekan väliseksi huippukitkakulmaa edustavaksi suoran liukumisen tehokertoimeksi määritettiin 0,76-0,79. Vahvistekankaan Stabilenka 200/200 ja keskitiiviin kalliomurskeen 0-12mm ja kevytsoran ks 20 väliseksi suoran liukumisen tehokertoimeksi määritettiin 0,64 ja 0,72.

Kirjallisuudessa kudotun vahvistekankaan ja hiekan välisen suoran liukumisen tehokerroin on yleensä välillä 0,75-0,90 (taulukko 2.2). Käytetyssä kirjallisuudessa ei esitetty vahvistekankaan ja kalliomurskeen välisen suoran liukumisen tehokertoimia, mutta Stabilenka - vahvistekankaan ja keskikarkean ja karkean soran suoran liukumisen ja ankkuroinnin tehokertoimeksi on esitetty 0,83-0,86 (Voskamp 1988, s. 80). Kankaan ja kevytsoran välisen suoran liukumisen tehokertoimesta ei kirjallisuudesta löytynyt mitään mainintaa. Nyt määritetyt tehokertoimet ovat ilmeisesti varmalla puolella, koska kankaan pinta oli hyvin tasainen kuvan 5.3 mukaisesti. Edellä esitetyn ja ulosvetokoetulosten perusteella Jewellin (1989, s.4) esittämä tehokerroin 0,80 vaikuttaa järkevältä langoista kudotun karhean vahvistekankaan ja karkearakeisen maan väliseksi suoran liukumisen tehokertoimeksi.

Suursäkkikankaan ja tiiviin hiekan väliseksi suoran liukumisen tehokertoimeksi  $\mu_s$  määritettiin 0,60. Kangas on kudottu polypropeeninauhasta ilman kuteiden kasaan lyömistä, joten kankaan pinta on hyvin sileä. Kankaan ja hiekan välistä kitkaa voitaneen parantaa lyömällä kuteita kasaan kudottaessa.



Verkon ja maan välistä kitkakulmaa ei määritetty, mutta kudotun sekä vedetyn verkon ja maan välisen suoran liukumisen tehokertoimen arvoja kerättiin kirjallisuudesta taulukkoon 2.2. Fortrac -verkoille esitetään suoran liukumisen tehokertoimeksi 1,0 hiekassa, 0,9 keskikarkeassa sorassa ja 0,85 karkeassa sorassa. Tensar -verkoille esitetään suoran liukumisen ja ankkuroinnin tehokertoimen arvoksi 0,85-0,95 hiekassa ja 0,9-1,0 kalliomurskeessa sekä sorassa (Huesker synthetic c. s. 4; Netlon Limited c, s. 6).

Ulosvetokoemenetelmään vaikuttavia tekijöitä on esitelty kirjallisuuteen perustuen. TKK:n ulosvetokoelaitteistoa (kuva 3.15) rakennettaessa on hyödynnetty mahdollisuuksien mukaan kirjallisuudessa esitettyjä vastaavia laitteistoja ja kokemuksia laitteistojen käytöstä. Kirjallisuuden perusteella TKK:n laitteiston mitat ovat riittävän suuret tehtäessä kokeita hiekalla. Karkeampirakeisella kalliomurskeella 0-32mm ja kevytsoralla ks 50 mahdollisesti koelaitteiston reunavaikutukset kasvattavat ulosvetovastusta.

Ulosvetokokeita tehtiin seuraavilla vahviste-maa -yhdistelmillä: polyesteristä kudottu vahvistekangas Stablenka 200/200 -tiivis ja keskitiivis Ojakkalan hiekka, -tiivis ja löyhä kevytsora ks 50 ja -keskitiivis kalliomurske 0-32mm, Polypropeeninauhasta kudottu suursäkkikangas Rosenlew PP160 -tiivis hiekka, Polyesteristä kudottu vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 -tiivis ja keskitiivis hiekka, tiivis kevytsora ks 50 ja keskitiivis kalliomurske 0-32mm, Kahteen suuntaan vedetty polypropeeni vahvisteverkko Tensar SS2 -tiivis ja -keskitiivis hiekka ja keskitiivis kalliomurske 0-32mm sekä yhteen suuntaan vedetty polyeteeni vahvisteverkko Tensar SR80 -keskitiivis kalliomurske 0-32mm.

Ulosvetokokeita tehtiin vertikaalijännityksellä 7,5-70 kPa koekappaleen lujuudesta ja pituudesta sekä maalajista riippuen. Kokeissa mitattiin ulosvetovoima, puristimen siirtymä, vahvisteen takapään siirtymä sekä osassa kokeista vahvisteen siirtymät viidestä pisteestä. Kolmessa kokeessa mitattiin lisäksi maanpinnan vertikaalisiirtymiä kokeen aikana. Kaikista ulosvetokokeista tulostettiin ulosvetovoima-puristimen siirtymä -kuvaaja ja ulosvetovoima-vahvisteen tehokas pituus -kuvaaja. Kokeista, joissa siirtymiä mitattiin viidestä pisteestä vahvistetta, tulostettiin lisäksi vahvisteen siirtymät-vahvisteen tehokas pituus -kuvaaja ja vahvisteen suhteellinen muodonmuutos-puristimen siirtymä -kuvaaja.

Ulosvetokoetuloksista määritettiin vahvisteen ja maan välinen kitkakulma jakamalla ulosvetovoima vahvisteen tehokkaalla ala- ja yläpinnan pinta-alalla. Ankkuroinnin tehokkuus on esitetty vahvisteen ja maan välisen ja maan sisäisen kitkakulman tangentin suhteena, jota kutsutaan vahvisteen ankkuroinnin tehokertoimeksi  $\mu_p$ . Ankkuroinnin tehokerroin määritettiin olettamalla vahvisteen ja maan rajapinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys tasan jakaantuneeksi, vaikka todellisuudessa jännitys jakaantuu epätasaisesti vahvisteen pituudella kuvan 2.3b mukaisesti. Ulosvetokokeessa mitatuista vahvisteen siirtymistä määritettiin vahvisteen muodonmuutosjakauma. Jakaumasta voitaisiin määrittää vahvisteen jännitysjaakauma, mitä tässä työssä ei kuitenkaan tehty.

Ulosvetokoetuloksista määritettiin vahvistekankaan Stablenka 200/200 ankkuroinnin tehokertoimeksi  $\mu_p$  0,90 - 0,95 tiiviissä hiekassa, tiiviissä ja löyhässä kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa. Vahvistekankaan Stablenka 200/200 ankkuroinnin tehokertoimeksi määritettiin 0,47 keskitiiviissä hiekassa. Vahvisteverkolle Fortrac 35/35-35 määritettiin ankkuroinnin tehokertoimeksi 0,60 tiiviissä hiekassa. Vahvisteverkon Tensar SS2 ankkuroinnin tehokertoimeksi määritettiin 0,94 tiiviissä hiekassa ja 1,34 keskitiiviissä kalliomurskeessa. Vahvisteverkon Tensar SR80 ankkuroinnin tehokertoimeksi määritettiin 1,34 tiiviissä kalliomurskeessa.



Ulosvetokoetuloksista määritetyillä ankkuroinnin tehokertoimilla laskettiin vahvистeen ankkurikapasiteetti eri vertikaalijännityksillä. Lisäksi vahvистeen ankkurikapasiteetti laskettiin rasialeikkaukokeella määritetyllä suoran liukumisen tehokertoimella ja joillakin kirjallisuudessa suositelluilla vahvистeen ankkuroinnin tehokertoimilla. Tulokset piirrettiin ulosvetovoima-vahvистeen tehokas pituus -kuvaajaan kuvan 5.10 mukaisesti.

Joillakin vahvистe-maa -yhdistelmillä tehtiin ulosvetokoe vain yhdellä vertikaalijännityksellä tai ulosvetokokeista ei pystytty määrittämään luotettavaa vahvистeen ja maan välistä kitkakulmaa. Näiden vahvистe-maa -yhdistelmien ankkuroinnin tehokerroin arvioitiin kuvan 5.10 avulla. Suursäkkikankaalle Rosenlew PP160 arvioitiin ankkuroinnin tehokertoimen arvoksi 0,9 tiiviissä hiekassa pienellä vertikaalijännityksellä. Vahvистeverkon Fortrac 35/35-35 ankkuroinnin tehokertoimeksi arvioitiin pienellä vertikaalijännityksellä 0,8 ja suuremmalla vertikaalijännityksellä 0,6 tiiviissä kevytsorassa ja keskitiiviissä kalliomurskeessa. Keskitiiviissä hiekassa verkon Fortrac 35/35-35 tehokertoimeksi arvioitiin 0,50 ja verkon Tensar SS2 tehokertoimeksi arvioitiin 0,7 pienellä vertikaalijännityksellä.

Tiiviissä hiekassa ja kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa suoran liukumisen tehokertoimella laskettaessa aliarvioidaan vahvистekankaan ankkurikapasiteetti verrattuna ulosvetokokeessa mitattuun ja keskitiiviissä hiekassa kankaan ankkurikapasiteetti yliarvioidaan.

Kirjallisuudessa on esitetty vahvистekankaiden suoralle liukumiselle ja ankkuroinnin tehokertoimelle samaa suuruusluokkaa olevia arvoja kuin nyt määritettiin ankkuroinnin tehokertoimelle.

British Board of Agrémentin (1992, s.6) esittämä ankkuroinnin tehokerroin 0,8 vahvистeverkolla Fortrac 35/35-35 havaittiin järkeväksi lyhyellä vahvистeella pienellä vertikaalijännityksellä tiiviissä Ojakkalan hiekassa ja kevytsorassa ks 20 sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa 0-32mm. Suurella vertikaalijännityksellä tehokerroin yliarvioi vahvистeen ankkurikapasiteetin. Keskitiiviissä hiekassa tehokerroin 0,80 yliarvioi huomattavasti verkon ankkurikapasiteetin.

Ulosvetokokeiden perusteella Fortrac -verkoilla vahvистeen ankkuroinnin mitoittavana tekijänä tiiviissä maakerroksessa näyttäisi olevan kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien välisen liitoksen lujuus, jonka lujuudeksi määritettiin noin 5 %:a verkon standardiveto-lujuudesta (taulukko 5.4). Fortrac -verkon ankkuripituutta määritettäessä tulee varmistaa, että kone- ja poikkisuuntaisten vetoelementtien liitoksia on riittävästi verkon pituussuunnassa, jotta ulosvetovoima siirtyisi konesuuntaisista vetoelementeistä poikkisuuntaisiin vetoelementteihin. Ilmeisesti Fortrac -verkoilla ankkuroinnin tehokerroin on riippuvainen verkon aukon koosta.

Tensar -verkoille esitetyt suoran liukumisen ja vahvистeen ankkuroinnin tehokertoimien arvot näyttäisivät olevan käyttökelpoisia ankkurikapasiteetin laskemiseen tiiviissä Ojakkalan hiekassa ja keskitiiviissä kalliomurskeessa 0-32mm verrattaessa ulosvetokokeessa mitattuihin ulosvetovoimiin.

Ulosvetokokeessa koekappaleen suurin pituus oli 1,35 m. Ankkuroinnin tehokerroin pienenee pidemmällä venyvillä vahvистeilla ankkuroinnin murtumisen muuttuessa progressiivisemmaksi. Käytetty ankkurikapasiteetin laskentayhtälö on lineaarinen eikä ota tätä huomioon. Tämä voitaisiin ottaa huomioon käyttämällä pienempää ankkuroinnin tehoker-



rointa tai maan kriittisen tilan kitkakulmaa pidemmällä vahvisteilla. Mahdollisesti rasialeikkauskokeella määritetty suoran liukumisen tehokerroin on käypä arvo ankkurikapasiteetin tehokertoimelle pidemmällä vahvistekangaspituuksilla tiiviissä maakerroksessa.

Jewellin (1990, s. 934) esittämän taulukon 2.1 avulla määritettiin vahvisteverkkojen ankuroinnin tehokerroin poikkisuuntaisten vetoelementtien kantavuuden ja verkon sileän pinnan kitkan perusteella. Taulukossa tehokerroin määritetään verkon dimensioiden ja maan sisäisen kitkakulman avulla. Tehokertoimilla laskettiin verkkojen ankkurikapasiteetti, joka alittaa huomattavasti ulosvetokokeessa mitatun ulosvetovoiman. Kun otettiin rakkoon vaikutus huomioon yhtälöllä 5.3 ja 2.20 yliarvioitiin vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetti ja aliarvioitiin verkon Tensar SS2 ja SR80 ankkurikapasiteetti verrattuna ulosvetokokeessa mitattuun ulosvetovoimaan (taulukko 5.7).

Kuvassa 2.10a esitetyllä Rowe & Davisin ( $\psi$ ) -kuvaajan avulla määritettiin tehokerroin, jolla laskettiin ankkurikapasiteetti. Laskettu ankkurikapasiteetti on suurempi kuin mitattu vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 ankkurikapasiteetti tiiviissä hiekassa ja kevytsorassa sekä keskitiiviissä kalliomurskeessa, mutta keskitiiviissä hiekassa ankkurikapasiteetti on melko lähellä ulosvetokokeessa mitattua. Vahvisteverkolle Tensar SS2 ja SR80 laskettu tehokerroin on melko hyvä arvo, kun otetaan huomioon se, että käytännön suunnittelussa ankuroinnin tehokerroin ei voi olla suurempi kuin yksi.

Ulosvetokokeissa havaittiin vahvisteiden murtuvan pienemmällä vetovoimalla kuin ilmassa vedettynä. Vahvistekangas Stablenka 200/200 murtui maakerrosten välissä ulosvetovoimalla, joka oli 29-55 % standardivetolujuuudesta. Syynä näin pieneen lujuuteen oli kalliomurskeen ja kevytsoran rakeiden leikaava ominaisuus ja mahdollinen kemiallinen reaktio kevytsoran ja kankaan välillä. Vahvisteiden murtolujuuteen vaikuttaa aina myös kuormitusnopeus. Suursäkkikangas Rosenlew PP160 murtui hiekassa ulosvetovoimalla, joka oli 73 % standardivetolujuuudesta. Vahvisteverkko Fortrac 35/35-35 murtui maakerrosten välissä ulosvetovoimalla, joka oli 47-82 % verkon standardivetolujuuudesta. Vahvisteverkko Tensar SS2 murtui hiekassa ja murskeessa ulosvetovoimalla, joka oli 83-105 % standardivetolujuuudesta. Vahvisteverkko Tensar SR80 murtui murskeessa ulosvetovoimalla, joka oli 77-81 % standardivetolujuuudesta (Taulukko 5.3).

Ankkuroinnin pitkäaikaislujuutta tutkittiin vahvisteverkolla Tensar SS2 tiiviissä hiekassa tehdyssä portaittain kuormitetussa ulosvetokokeessa. Kuormitusnopeuden pienentyessä vahvisteiden etuosassa siirtymät kasvoivat, mutta kauempana puristimesta siirtymät eivät kasvaneet ajassa liitteiden F10 ja F14 kuvan 1 mukaisesti. Luvussa 2.4.8 esitetyt vastaavat loetulokset tukevat havaintoja. Voidaankin päätellä, että oikein tehdyssä lyhytaikaisessa ulosvetokokeessa määritetty verkon ankkuripituus on riittävä myös pitkäaikaisessa kuormituksessa ja verkon etuosan suuremmat siirtymät pitkäaikaisessa kokeessa aiheutuvat vahvisteiden virumasta.

Osana työtä oli tutkia venymäliuskojen soveltuvuutta käyttökelpoisuutta ja luotettavuutta synteettisen geovahvisteiden suhteellisen muodonmuutoksen mittaamisessa. Ulosvetokokeessa tutkittiin venymäliuskoilla instrumentoitua vahvistekangasta Stablenka 200/200 ja vahvisteverkkoa Fortrac 35/35-35. Verkko Fortrac 35/35-35 havaittiin helpommin instrumentoitavaksi ja tulokset olivat luotettavampia. vahvisteiden instrumentointi vaatisi kuitenkin lisää harjoittelua.



Työn aikana on todettu useita puutteellisesti selvitettyjä suunnittelukäytäntöön vaikuttavia tekijöitä. Potentiaalisia lisätutkimuskohteita olisivat mm:

- Pidemmän vahviteen ankkurikapasiteetin ja jännitys jakauman selvittäminen.
- Ankkurivoiman mobilisoitumisen selvittäminen ja tämän jakauman huomioon ottavan laskentayhtälön testaaminen / kehittäminen ja elementtimenetelmään perustuvien laskentaohjelmien soveltaminen.
- Maan tiiviyyden ja vesipitoisuuden vaikutuksen selvittäminen vahviteen ankkurikapasiteettiin.
- Erityyppisten maakerrosten väliin asetetun vahviteen ankkurikapasiteetin määrittäminen.
- Vahvisteiden limityspituuden tutkiminen.
- Ulosvetokoelaitteiston reunavaikutusten selvittäminen.
- Kuormitusajan vaikutus vahvistekankaan ankkurikapasiteettiin.
- Polyesteristä kudotun vahviteen kemiallinen kestävyys emäksisessä maakerroksessa.

## KIRJALLISUUS

- Bauer, G. E. and Mowafy, Y. M. 1990. The effect of grid geometry and aggregate size on the stress transfer mechanism. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Hague, 28.5-1.6.1990. Rotterdam, A. A. Balkema. S. 801.
- Bonzckiewicz, C., Christopher, B. R. and Atmatzidis, D. K. 1988. Evaluation of Soil-Reinforcement Interaction by Large-Scale Pull-Out Tests. Transportation Research Record 1188, s. 1-18.
- Burkhardt, O. and Saathoff, F. 1985. Shear Test - Soil, Hate 70.154, Soil. Test Report of June 25, 1985, Franzius - Institut for Hydraulic Research and Coastal Engineering University of Hanover. 5 s.
- British Board of Agrément 1992. Fortrac geogrids. Roads and Bridges Agrément Certificate No 92/69. 8 s.
- Cristopher, B. R. and Holtz, R. D. 1988. Geotextile engineering manual. Geotextile engineering workshop, West Lafayette, Indiana, 19-22.1988. Illinois, Purdue University. S. 2-82 - 2-85.
- Degoutte, G. and Mathieu, G. 1986. Experimental research of friction between soil and geomembranes or geotextiles using a 30×30 cm<sup>2</sup> shearbox. Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria 7.-11.4.1986. Wien, Gisteldruck. S. 1251-1256.
- Eigenbrod, K. D. and Locker, J. G. 1987. Determination of friction values for the design of side slopes lined or protected with geosynthetics. Canadian Geotechnical Journal 24, 4, s. 509-519.
- Eigenbrod, K. D., Burak, J. P. and Locker, J. G. 1990. Differential shear movements at soil-geotextile interfaces. Canadian Geotechnical Journal 27, 4, s. 520-526.
- Farrag, K., Acar, Y. B. and Juran, I. 1993. Pull-out Resistance of Geogrid reinforcements. Geotextiles and Geomembranes 12, 2, s. 133-159.
- Forsman, J. 1993. Vahvistekankailla vahvistettu Ojakkalan hiekka kolmiakselikokeessa. Erikoistyö. Espoo, TKK, Rakennusinsinööriosasto, julkaisematon. 44 s.
- Herranen, M. 1993. Telefax J. Forsmanille 22.1.1993.
- Huesker synthetic, a. HaTe geotekstiilit, Stabilenka. Tuote-esite. 4 s.
- Huesker synthetic, b. HaTe geotekstiilit, Fortrac geoverkot. Tuote-esite. 6 s.



Huesker synthetic, c. HaTe geotextiles. Fortrac. Technical publication. 15 s.

Huesker Synthetic 1992 a. Telefax V. Tompurille 13.11.1992.

Huesker Synthetic 1992 b. Telefax V. Tompurille 15.12.1992.

Gourc, J.P., Ratel, A. and Delmas, PH. 1986. Design of fabric retaining walls: The "displacements method". Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria 7.-11.4.1986. Wien, Gisteldruck. S.1067-1078.

ISO/DIS 10319.2, Geotextiles - Wide-width tensile test. Draft International Standard. 11 s.

Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W. and Dubois, D. 1984. Interaction between soil and geogrids. Polymer grid reinforcement. Conference sponsored by the Science and Engineering Research Council and Netlon Ltd, London, 22-23.3.1984. London, Thomas Telford. S. 18-30.

Jewell, R. A. & Wroth, C. P. 1987. Direct shear tests on reinforced sand. *Géotechnique* 37, 1, s. 53-68.

Jewell, R. A. 1989. Theory of reinforced walls: Revised design charts for steep reinforced slopes. Proceedings of the conference Reinforced embankments, theory and practice in the British Isles, organized by MMG Civil Engineering Systems and held at Cambridge University on 27 September 1989. London, Thomas Telford. S. 1-30.

Jewell, R. A. 1990. Strength and deformation in reinforced soil design. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Hague, 28.5-1.6.1990. Rotterdam, A. A. Balkema. S. 913-946.

Juran, I. and Chen, C. L. 1988. Soil-Geotextile Pull-Out Interaction Properties: Testing and Interpretation. *Transportation Research Record* 1188, s. 37-47.

Juvankoski, M. 1985. Ojakkalan hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. Diplomityö. Espoo, TKK, Rakennusinsinööriosasto. 108 s.

Järvenmäki, P., Lahtinen, P. and Lojander, M. 1988. Mechanical properties of LECA. X. Nordiske Geoteknikermøte, Oslo, 13.-15.5.1988. S. 199-203.

Kastepohja, K. 1985. Ojakkalan hiekan mekaaniset ominaisuudet. Diplomityö. Espoo, TKK, Rakennusinsinööriosasto. 68 s.

Kutara, K., Aoyama, N., Yasunaga, H. & Kato, T. 1988. Long-term pull-out tests of polymergrids in sand. International Geotechnical Symposium of Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Japan, 5-7.8.1988. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. S. 117-122.

Kärkkäinen, M. 1992. Puhelu P. Fribergille, 1.12.1992.

LECA-kevytsora/-eriste, 1986. RT-tarviketiedosto, RT F-32135, Rakennustietosäätiö. 8 s.

Lentz, R. W. and Pyatt, J. N. 1988. Pull-Out Resistance of Geogrids in Sand. Transportation research Record 1188, s. 48-55.

Makiuchi, K. & Miyamori, T. 1988. Mobilisation of soil-geofabrig interface friction. International Geotechnical Symposium of Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Japan, 5-7.8.1988. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. S. 129-134.

McGown, A., Andrawes, K. Z. and Kabir, M. H. 1982. Load-Extension Testing of Geotextiles Confined In-Soil. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, 1-6.8.1982. Vol III. S. 793-798.

Milligan, G. W. E., Earl, R. F. and Bush, D. I. 1990. Observation of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Hague, 28.5-1.6.1990. Rotterdam, A. A. Balkema. S. 747-751, 1183-1184.

Mitchell, J. K. and Villet, W. C. B. 1987. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. National Cooperative Highway Research Program Report 290, TRB, National Research Council, Washington, D.C. s. 23-131.

Myles, B. 1982. Assessment of Soil Fabric Friction by Means of Shear. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, 1-6.8.1982. Vol III. S. 787-791.

Mårtensson, L. 1990. Geotekstiileiltä vaadittavat ominaisuudet, Diplomityö. Tampere. 143 s.

Netlon Limited 1984. Test methods & physical properties of Tensar geogrids. Technical publication. 35 s.

Netlon Limited 1989. Tensar geogrids in civil engineering. Technical publication. 26 s.

Netlon Limited, a. Tensar SS2 geogrids. Technical publication. 2 s.

Netlon Limited, b. Tensar SR80 geogrids. Technical publication. 2 s.



Netlon Limited, c. The long-term performance of 'Tensar' geogrids. 12 s.

Nimmesgern und Wichter, 1991. Ausziehversuche am Gittergewebe Fortrac 55/30-20 in Kies, Sand und Ton-Sand-Gemisch. Forschungs und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut, 7 s.

Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., Umezaki, T. & Ogisako, E. 1988. Field pull-out test of polymer grid in embankment. International Geotechnical Symposium of Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Japan, 5-7.8.1988. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema. S. 147-151.

Palmeira, E. M. 1987. The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. Thesis Submitted for the Degree of Doctor Philosophy at the University of Oxford. 187 s.

Palmeira, E. M. and Milligan, G. W. E. 1989. Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Géotechnique* 39, 3, s. 511-524.

Panusalo, H. 1991. Kirje P. Fribergille 27.3.1993.

Partenscky, H. W. and Saathoff, F. 1985. Shear Test - Soil, Tensar SR2, Soil. Test Report of July 2, 1985, Tranzius - Institut for Hydraulic Research and Coastal Engineering University of Hanover. 5 s.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R., Tammirinne, M. 1979. *Geotekniikka* 464. Espoo, Otapaino. 293 s.

Rowe, R. K. and Davis, E. H. 1982. The behaviour of anchor plates in sand. *Géotechnique* 32, 1, s. 25-41.

Rowe, R. K., Hausmann, M. F. and Boyd, M. S. 1987. Soil Reinforcement: Mechanics and Design. The University of Sydney, The Civil and Mining Engineering Foundation. S.1.1-1.54.

Sarsby, R. W. and Marshall, C. 1983. A method for determining the interactive behaviour of polymer grids and granular soils, Report no. BCS/G1/2A. Bolton Institute of Higher Education. 29 s.

Schwab, E. F., Pregl, O. and Broms, B. B. 1977. Deformation behaviour of reinforced sand at model tests measured by the X-Ray technique. International conference on the use of fabrics in geotechnics, Paris, 20-22.4.1977. Paris. Association Amicale des Ingénieurs Anciens élèves de l'E.N.P.C., vol. I, S. 105-112.

Sentko, M. and Becker, H. D. 1987. Untersuchung des Einflusses von Gitterplaneinlagen der Firma HUESKER SYNTHETIC. Fachhochschule Münster, Fachbereich Bauingenieurwesen Laboratorium für Baustoffprüfungen, 31.1.1987, 7 s.

Slumberger, 1992. 3595 Series isolated measurement pods. Installation guide. 10.10 s.

Tensar Corporation 1984. Progress Report on Large-scale pull-out testst on Tensar SR-2 geogrids. Department of Civil Engineering, University of California, Davis. 54 s.

Van Zanten, R. V. 1986. Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. Rotterdam, Boston, A. A. Balkema. 642 s.

Viitala, J. 1993. Geotekstiileillä vahvistettu kevytsora kolmiakselikokeessa. Erikoistyö. Espoo, TKK, Rakennusinsinööriosasto, julkaisematon. 20 s.

Voskamp, W. 1989. Determination of allowable design strength of polyester reinforcing mats. Proceedings of the conference Reinforced embankments, theory and practice in the British Isles, organizes by MMG Civil Engineering Systems and held at Cambridge University on 27 September 1989. London, Thomas Telford. S. 1-30.

Watts, G. R. A. and Brady K. C. 1990. Pull-out tests on geogrids. Performance of Reinforced Soil Sructures, International Reinforced Soil Conference organized by British Geotechnical Society, Glasgow, 10-12.9.1990. London, Thomas Telford. S. 65-71.

Yeo, K. C. 1985. The Behaviour of Polymer Grids used for Soil Reinforcement. Thesis presented for the degree of Doctor of Philosophy. University of Strathclyde. Glasgow. 185 s.

Yuan, Z. and Chua, M. C. 1991. Analytical Model for Pullout of Soil Reinforcement. Transportation Research Record 1330, TRB, National Research Council, Washington, D.C. s. 64-71.

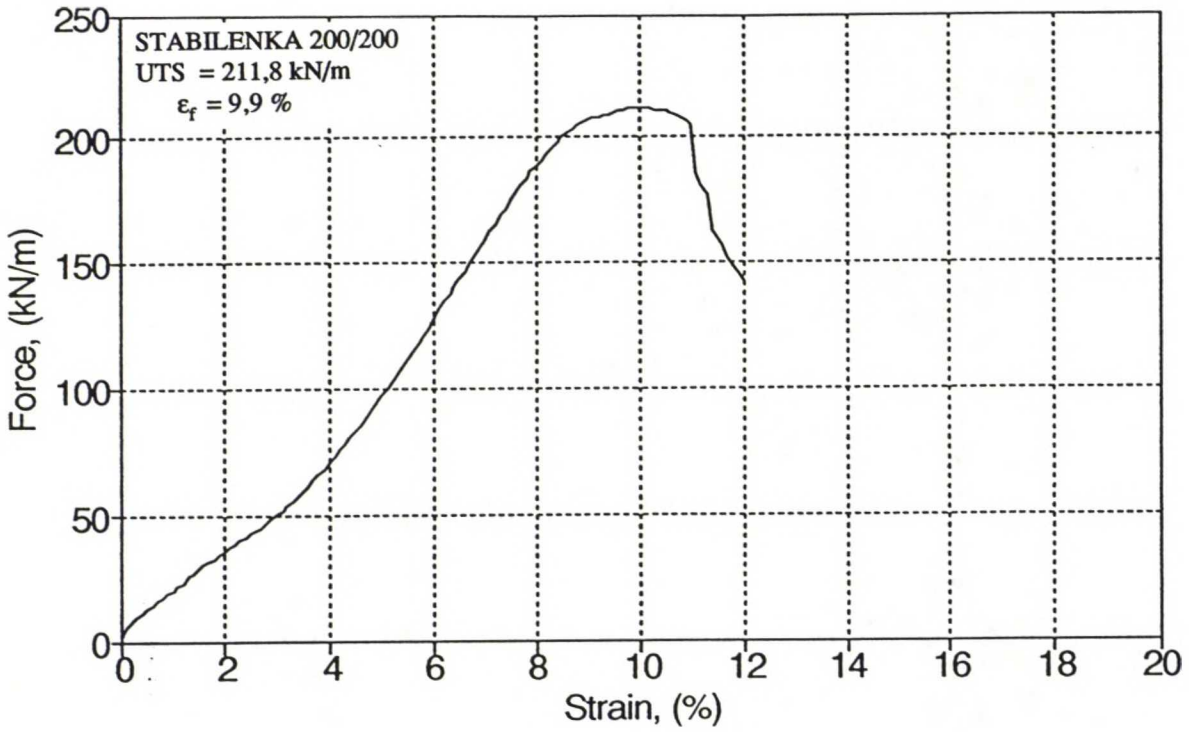


**LIITTEET A - J:**

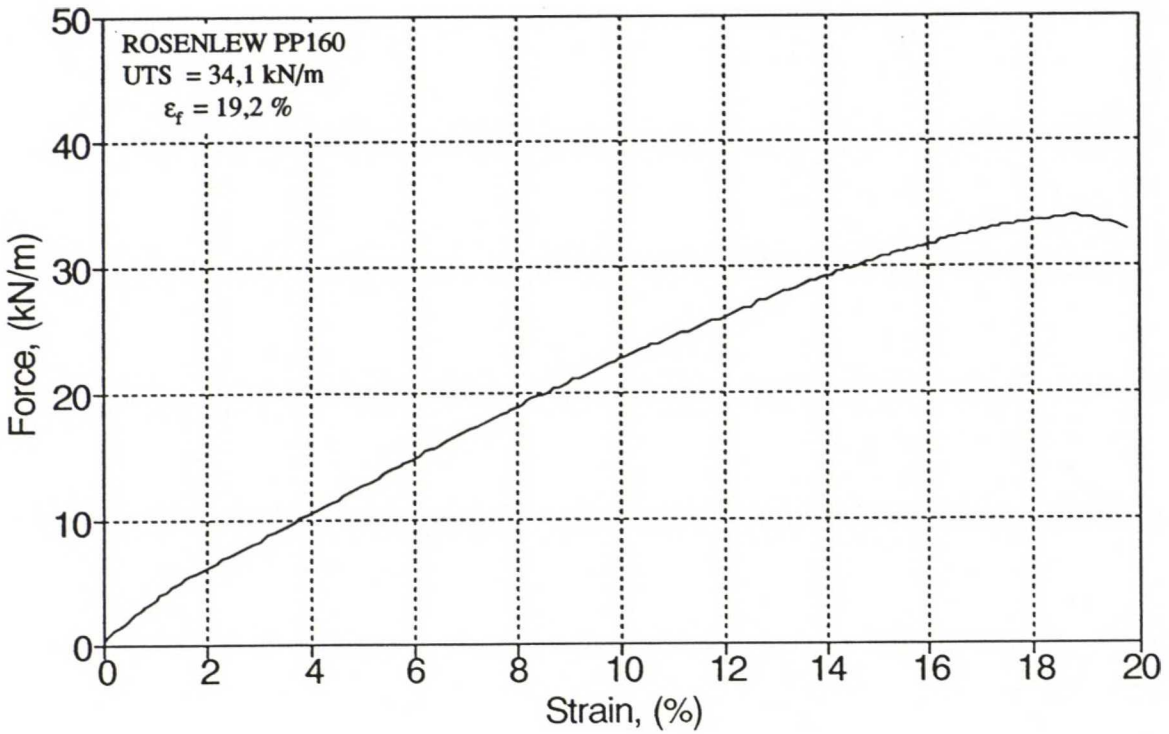
## LIITTEET:

A1-A3	STANDARDIVETOKOE: Vetovoima-muodonmuutos -kuvaaja	166
B1-B5	RASIALEIKKAUSKOE: a Horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	171
B6-B7	Horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -kuvaaja	176
C1-C3	KOLMIAKSELIKOE: a Aksiaalinen muodonmuutos-deviatorinen jännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	178
C4	Suhteellinen tilavuudenmuutos-leikkausmuodonmuutos -kuvaaja	181
D1-D4	MUUNNETTU RASIALEIKKAUSKOE: a Horisontaalisiirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	182
D5-D6	Horisontaalisiirtymä-vertikaalisiirtymä -kuvaaja	186
E1-E14	ULOSVETOKOE: Kuva 1: Puristimen siirtymä-ulosvetovoima -kuvaaja. Kuva 2: Tehokas pituus-ulosvetovoima -kuvaaja	188
F1-F15	ULOSVETOKOE: Kuva1: Tehokas pituus-vahvisteeseen siirtymät -kuvaaja. Kuva 2: Puristimen siirtymä-vahvisteeseen suhteellinen muodonmuutos -kuvaaja	202
F16-F17	Keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus vahvisteessa	217
G1-G9	ULOSVETOKOE: a Puristimen siirtymä-leikkausjännitys -kuvaaja. b Kitkakulman määrittäminen	219
H1-H6	Venymäliuskekokeet	228
I1-I4	ULOSVETOKOE: Maanpinnan vertikaalisiirtymät ulosvetokokeessa	234
J1	VETOKOE: Muodonmuutosnopeuden vaikutus vahvisteeseen muodonmuutokseen ja vetolujuuteen	238

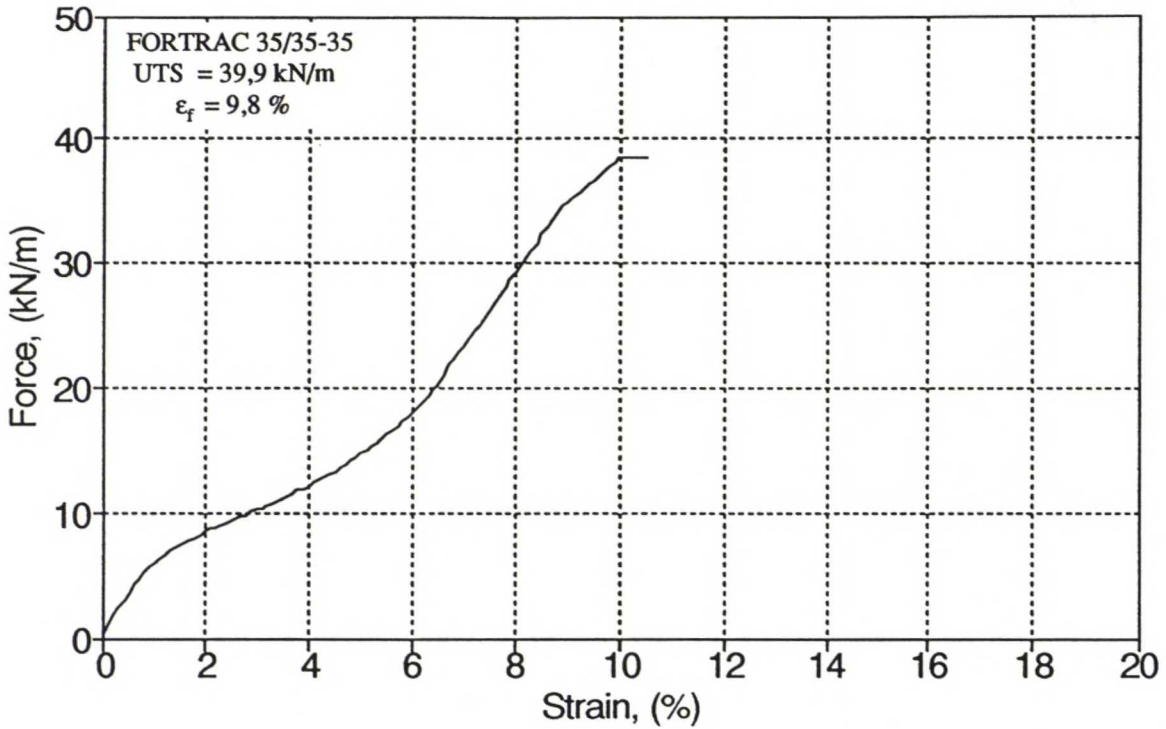




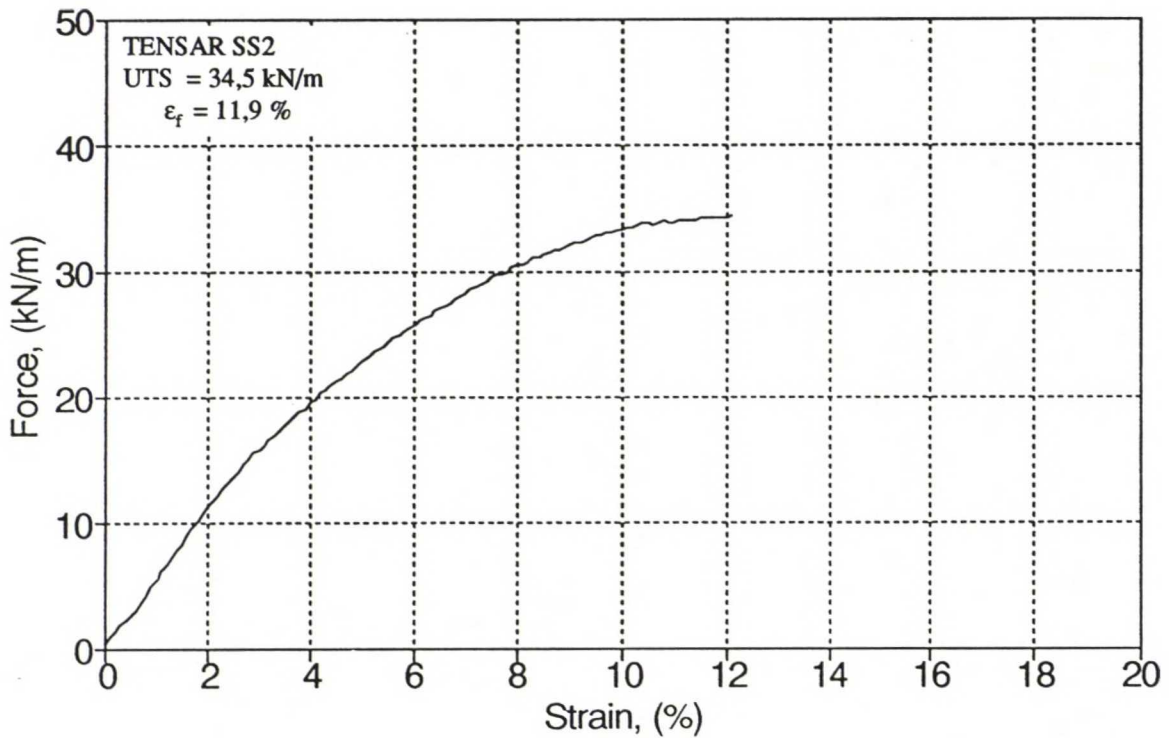
Kuva 1 Standardivetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200. Vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Murtokuorma ja -muodonmuutos.



Kuva 2 Standardivetokoe suursäkkikankaalla Rosenlew PP160. Vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Murtokuorma ja -muodonmuutos.

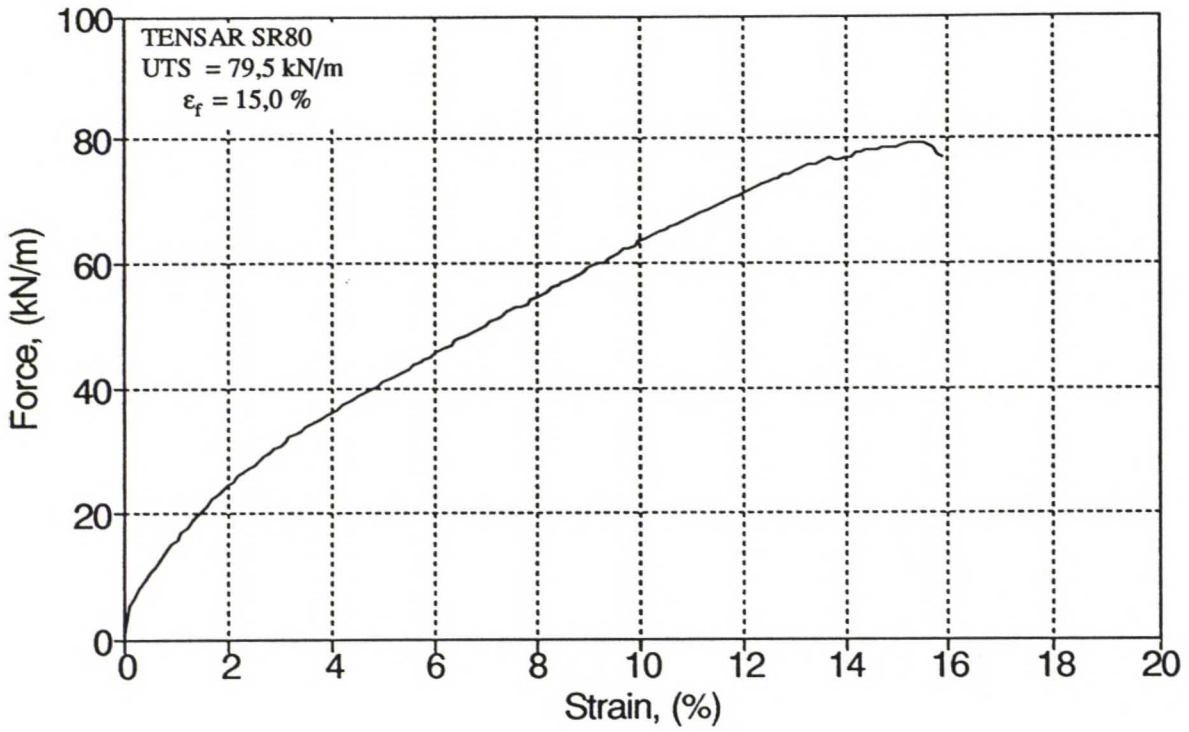


Kuva 1 Standardivetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35. Vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Murtokuorma ja -muodonmuutos.

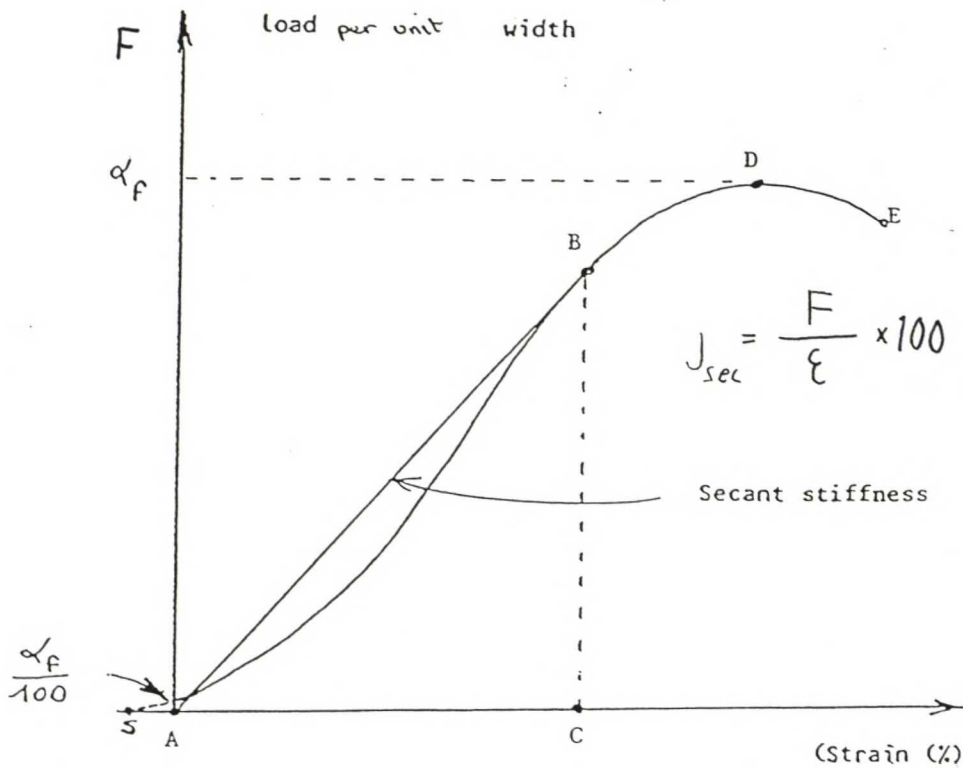


Kuva 2 Standardivetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2. Vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Murtokuorma ja -muodonmuutos.

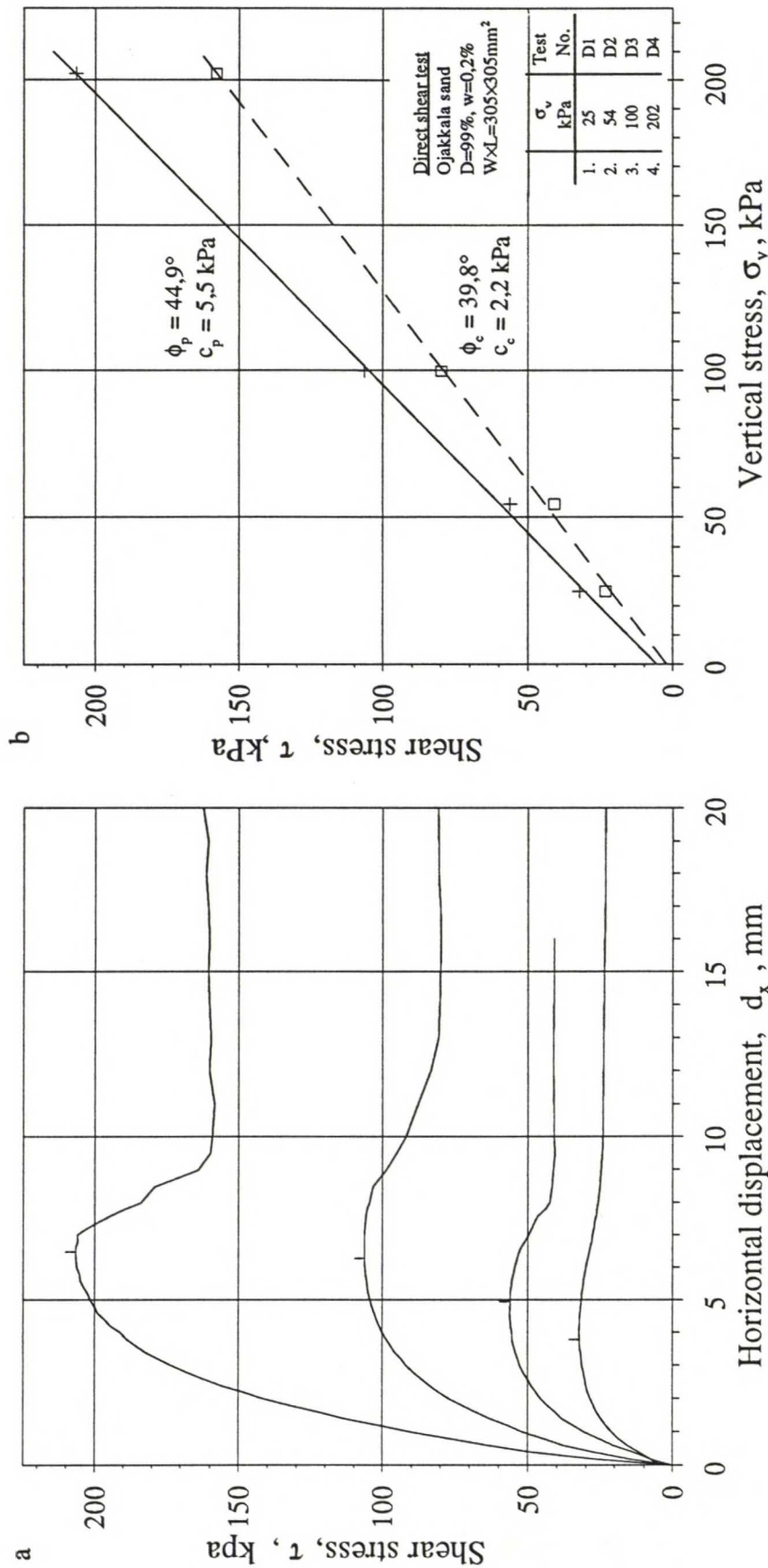




Kuva 1 Standardivetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2. Vetovoiman ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Murtokuorma ja -muodonmuutos.

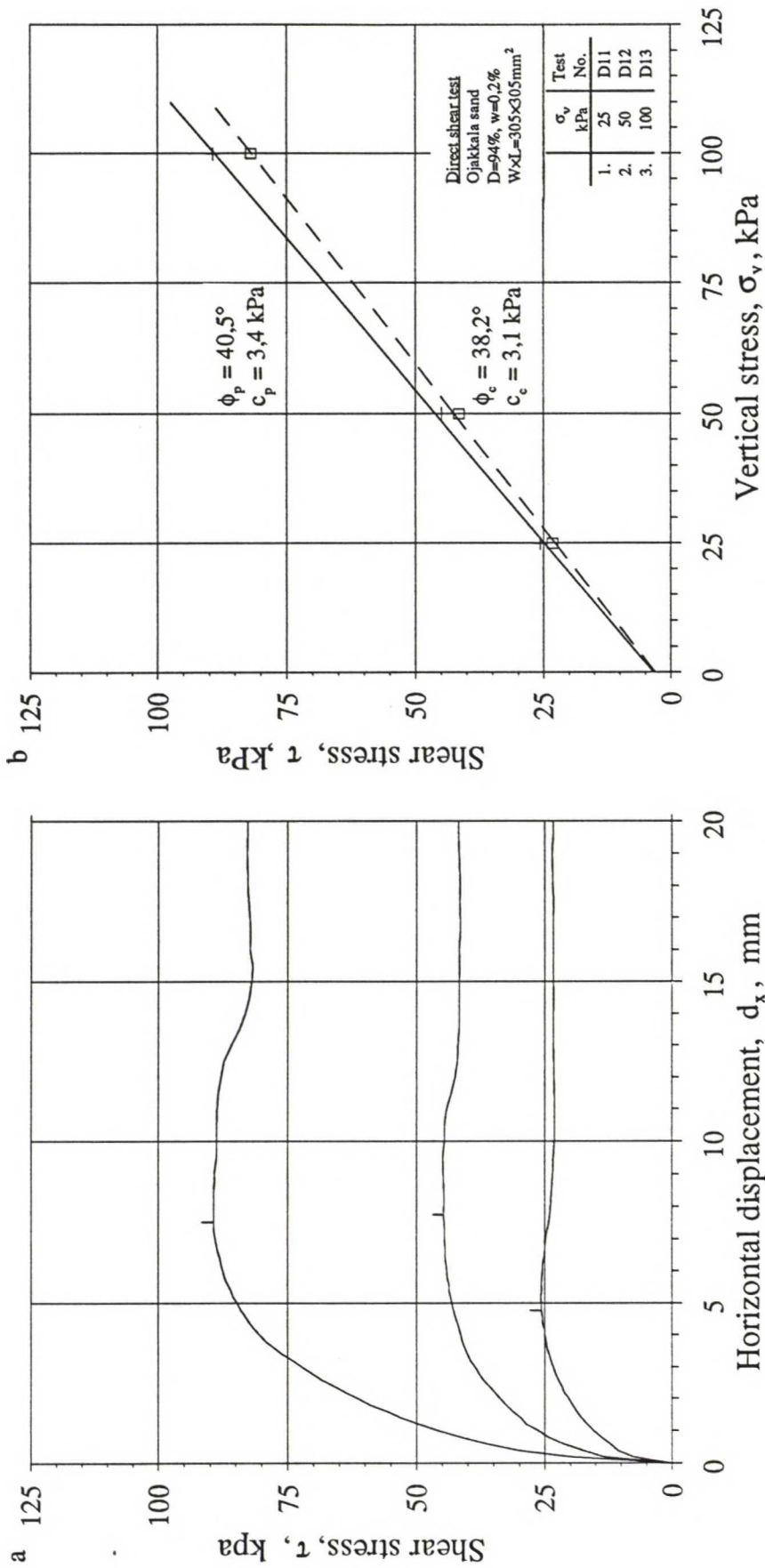


Kuva 2 Standardivetokoe. Vahvisteen sekanttimoduulin määrittäminen vetovoima-suhteellinen muodonmuutos -kuvaajalla (ISO/DIS 10319.2, s.8).

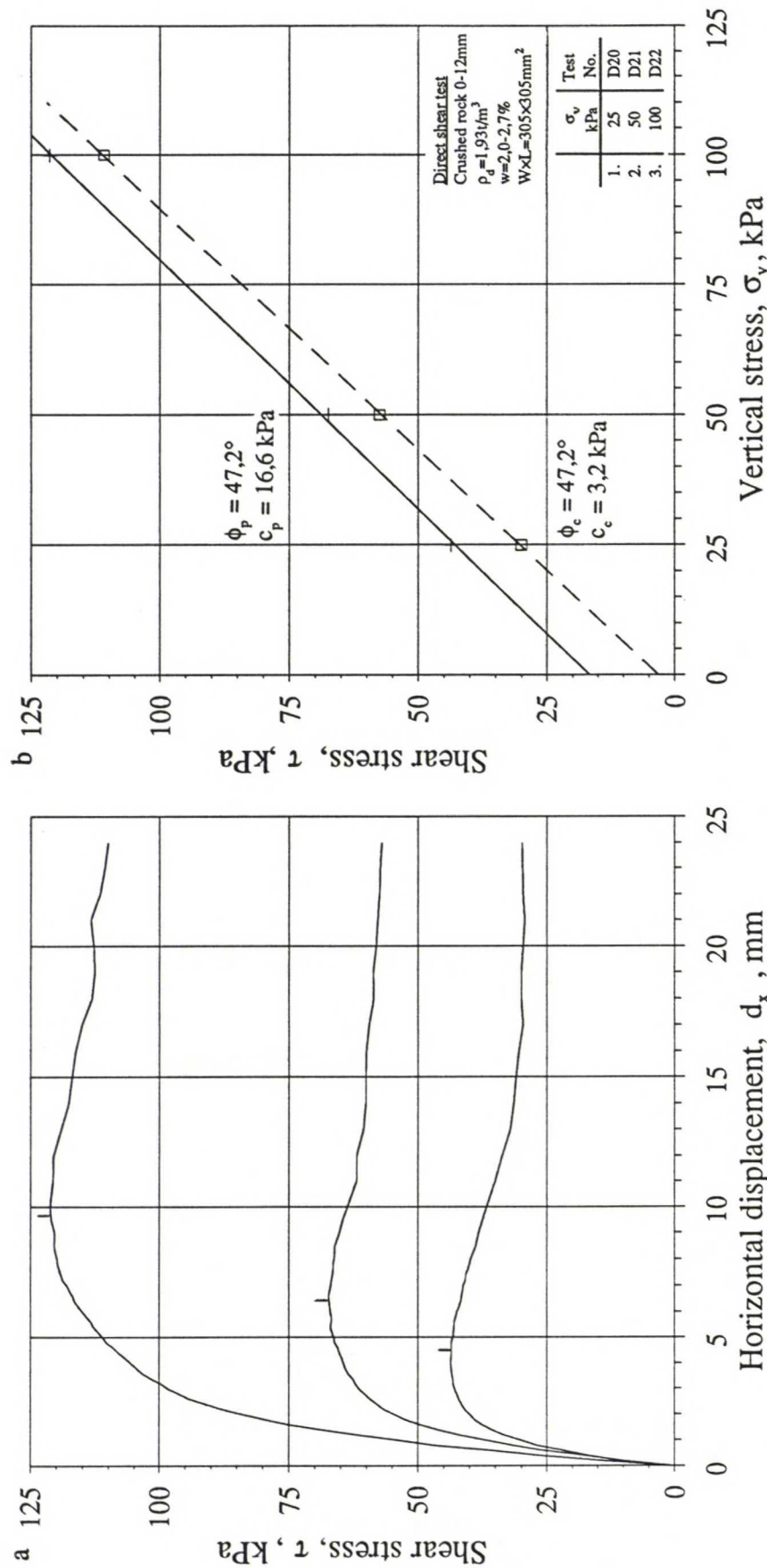


Rasialeikkauskoe tiiviillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisiritymän vuorosuhde. b Kitkakulman määrittäminen.



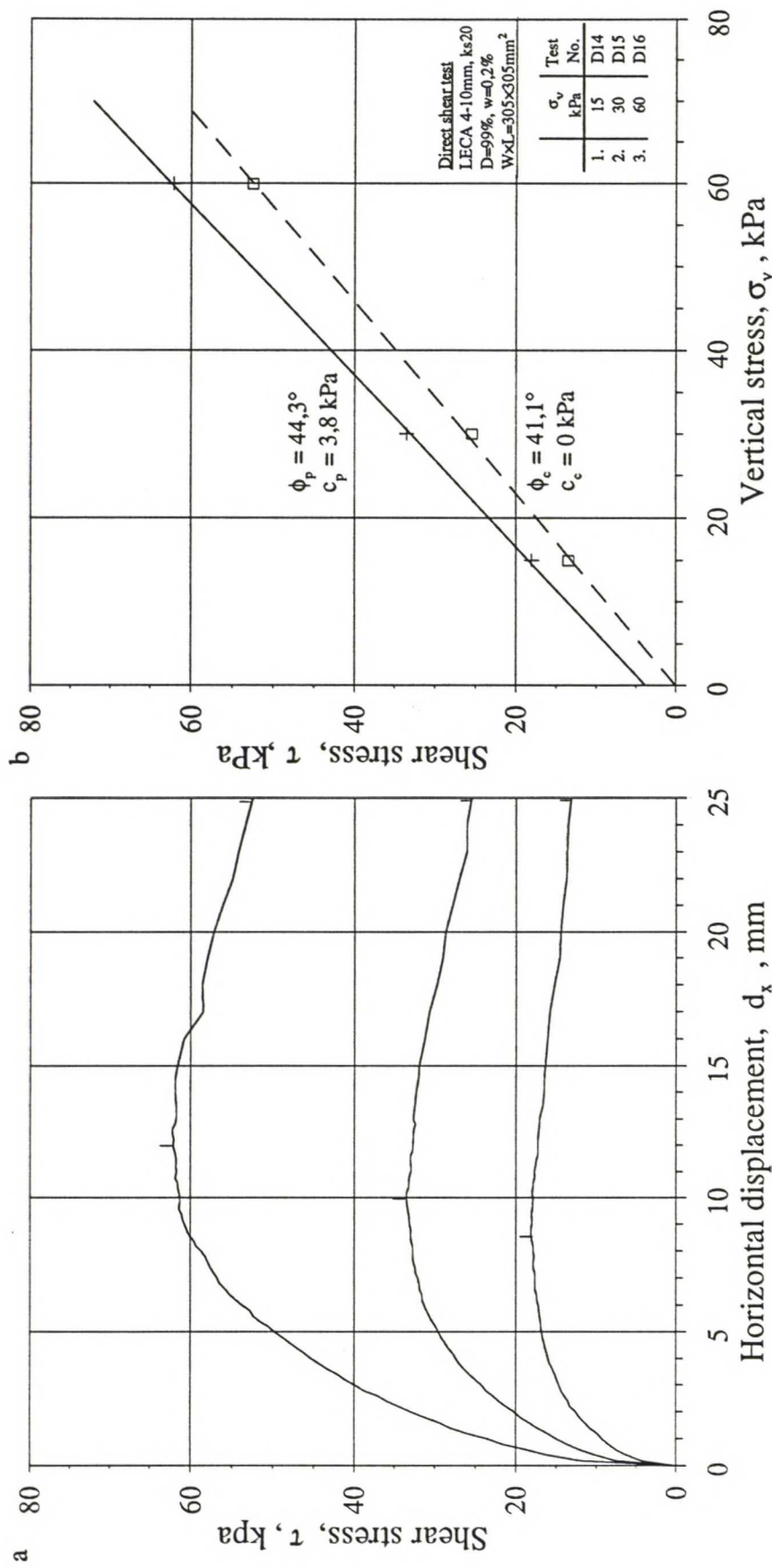


Rasialeikkauskoe keskitiivillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisirtymän vuorosuhde. b Kitkakulman määrittäminen.

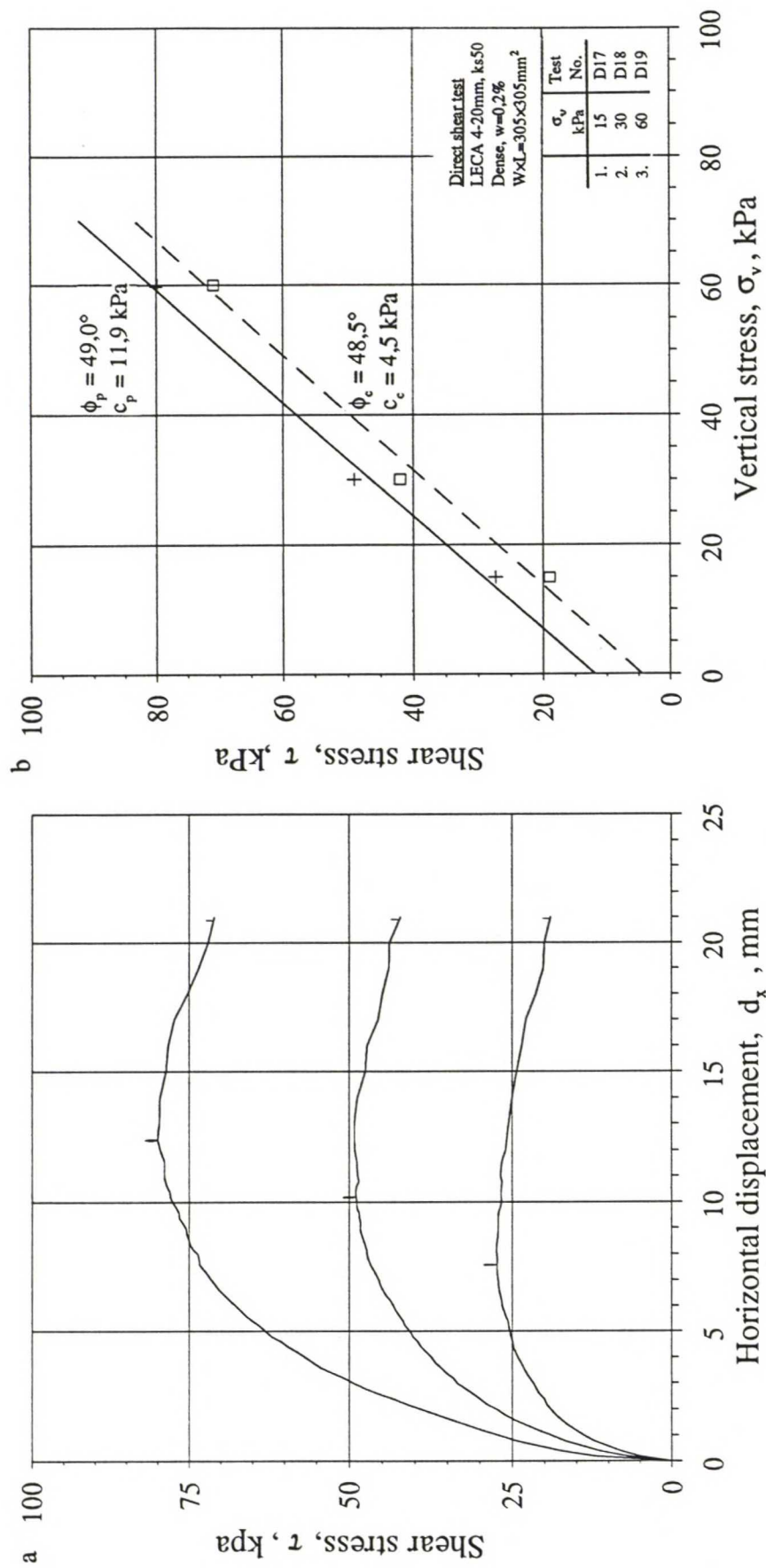


Rasialeikkauskoe keskitiivillä kalliomurskeella 0-12mm. a Leikkausjännityksen ja horisontaaliiritymän vuorosuhde. b Kiikakulman määrittäminen.





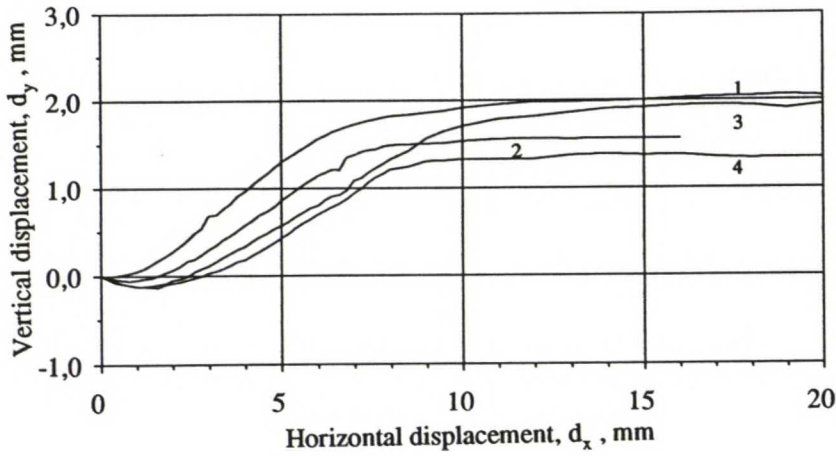
Rasialeikkauskoe tiiviillä kevytsoralla ks 20. a Leikkausjännityksen ja horisontaalsiirtymän vuorosuhde. b Kitakulman määrittäminen.



Rasialeikkauskoe tiiviillä kevytsoralla ks 50. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisuorituksen vuorosuhte. b Kitkakulman määrittäminen.



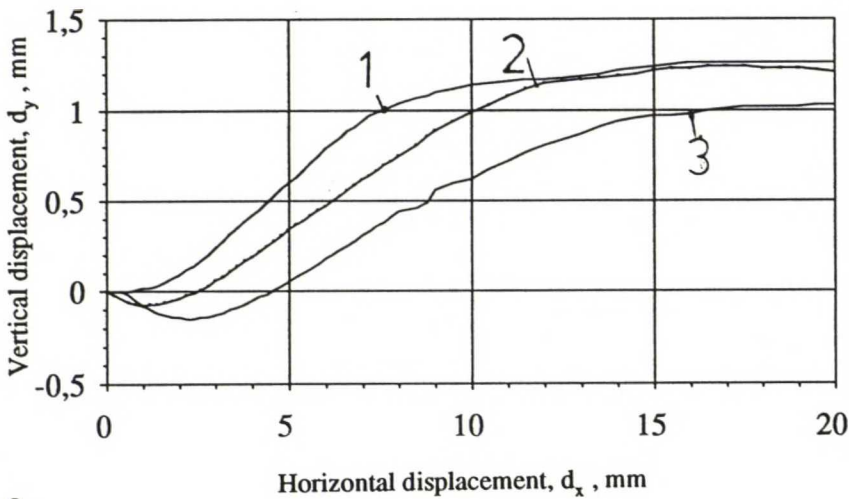
a



Direct shear test  
Ojakkala sand  
D=99%, w=0,2%  
W×L=305×305mm<sup>2</sup>

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D1
2.	54	D2
3.	100	D3
4.	202	D4

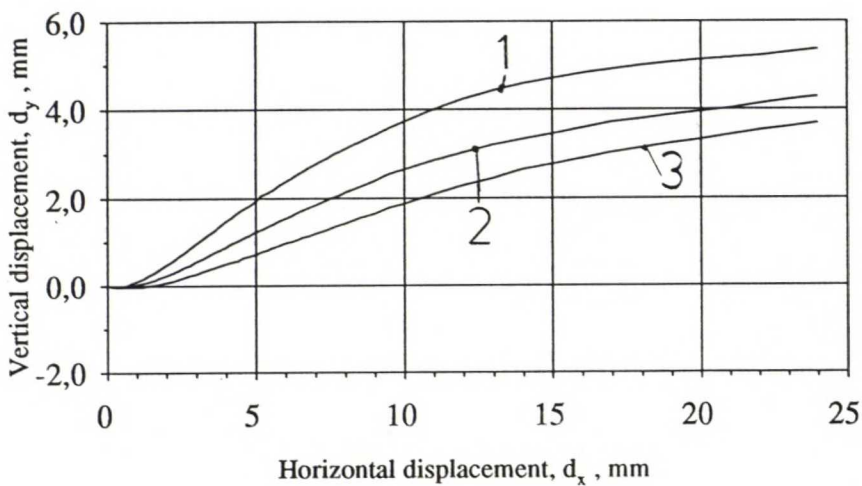
b



Direct shear test  
Ojakkala sand  
D=94%, w=0,2%  
W×L=305×305mm<sup>2</sup>

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D11
2.	50	D12
3.	100	D13

c

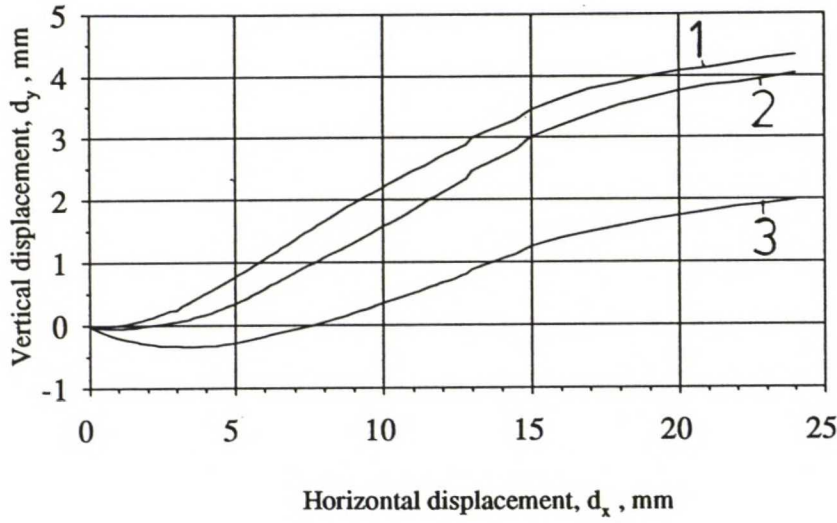


Direct shear test  
Crushed rock 0-12mm  
 $\rho_s=1,93\text{t/m}^3$   
w=2,0-2,7%  
W×L=305×305mm<sup>2</sup>

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D20
2.	50	D21
3.	100	D22

Rasialeikkauskoe. Vertikaali- ja horisontaalisiirtymän vuorosuhde. a Tiivis Ojakkalan hiekka. b Keskitiivis Ojakkalan hiekka. c Keskitiivis kalliomurske 0-12mm.

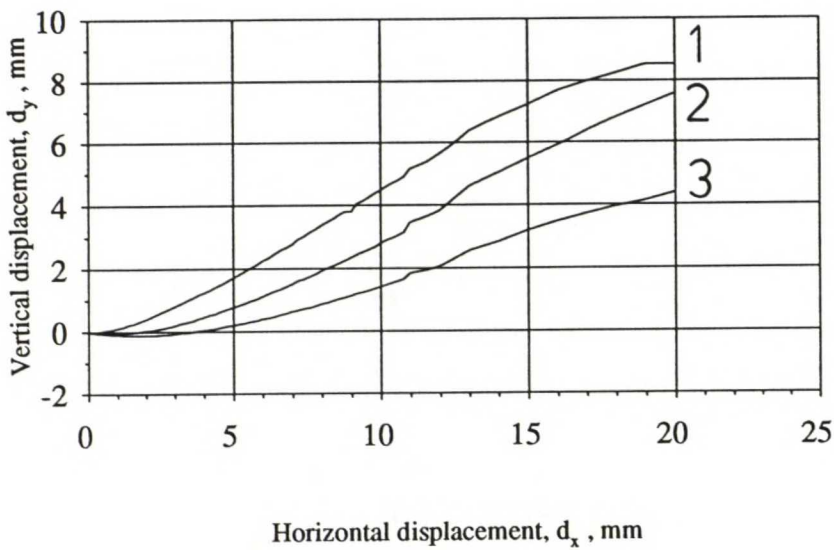
a



Direct shear test  
LECA 4-10mm, ks20  
D=99%, w=0,2%  
WxL=305x305mm<sup>2</sup>

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	15	D14
2.	30	D15
3.	60	D16

b

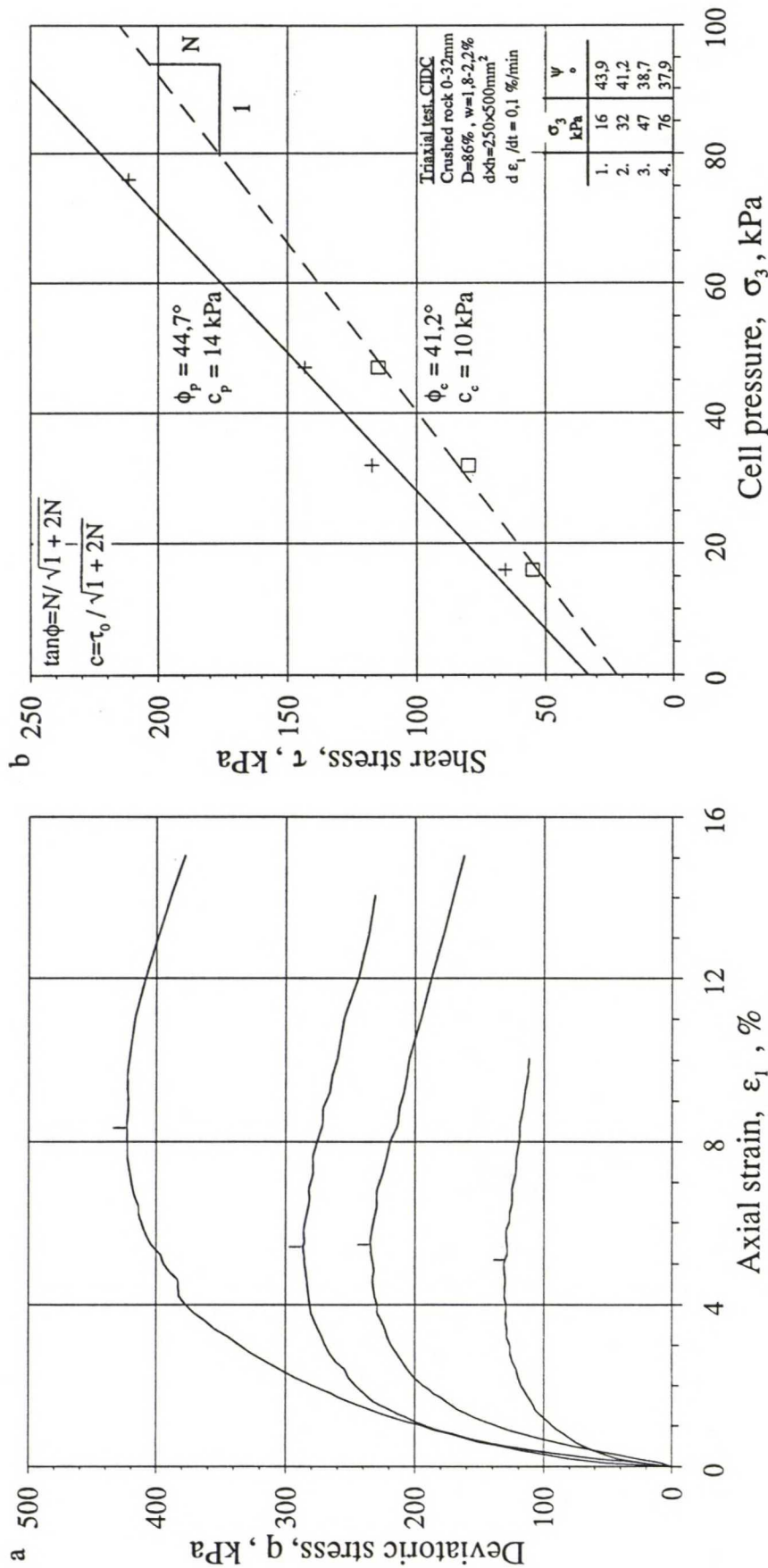


Direct shear test  
LECA 4-20mm, ks50  
Dense, w=0,2%  
WxL=305x305mm<sup>2</sup>

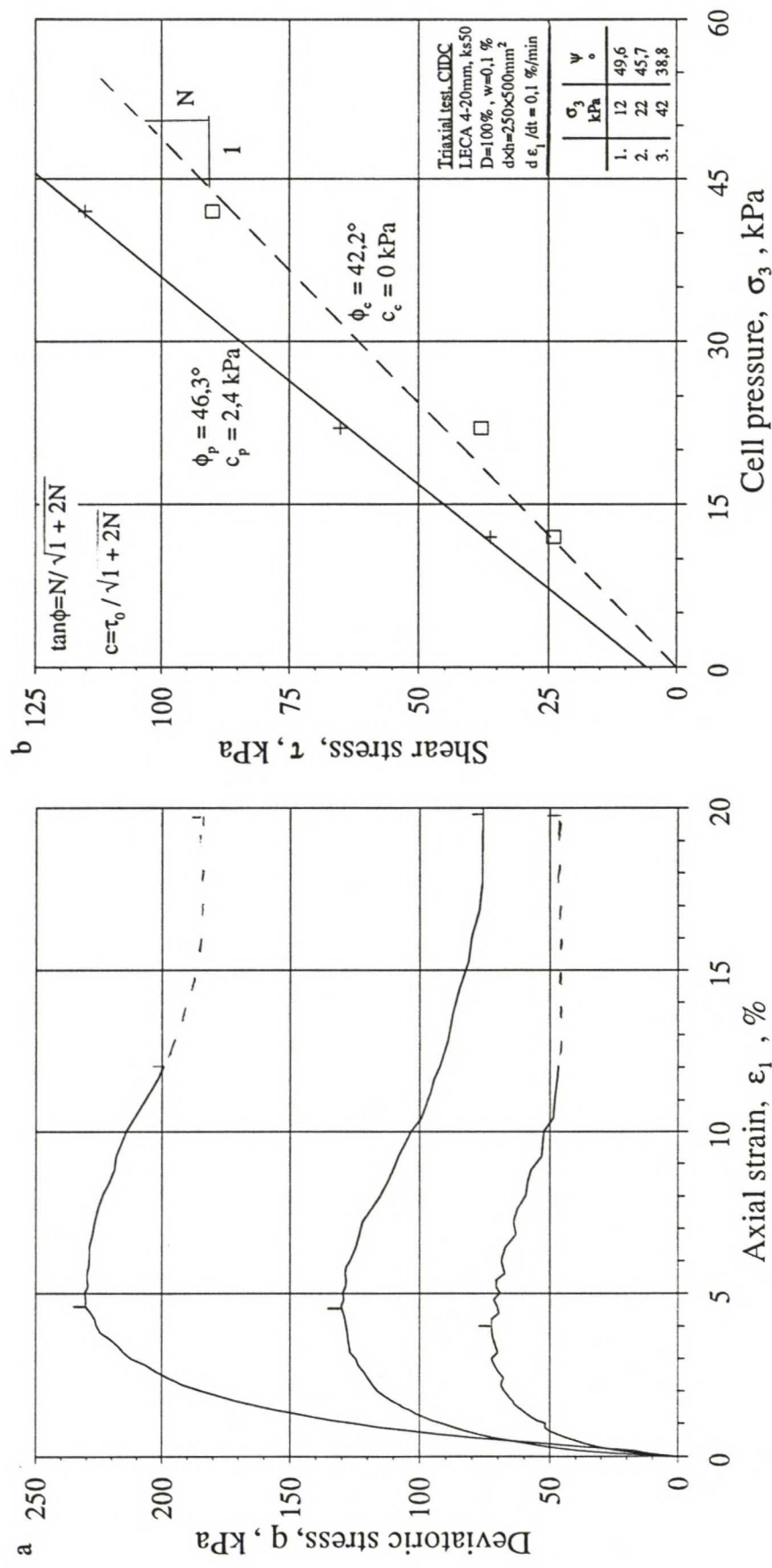
	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	15	D17
2.	30	D18
3.	60	D19

Rasialeikkauskoe. Vertikaali- ja horisontaalsiirtymän vuorosuhde.  
a Tiivis kevytsora ks 20 b Tiivis kevytsora ks 50.



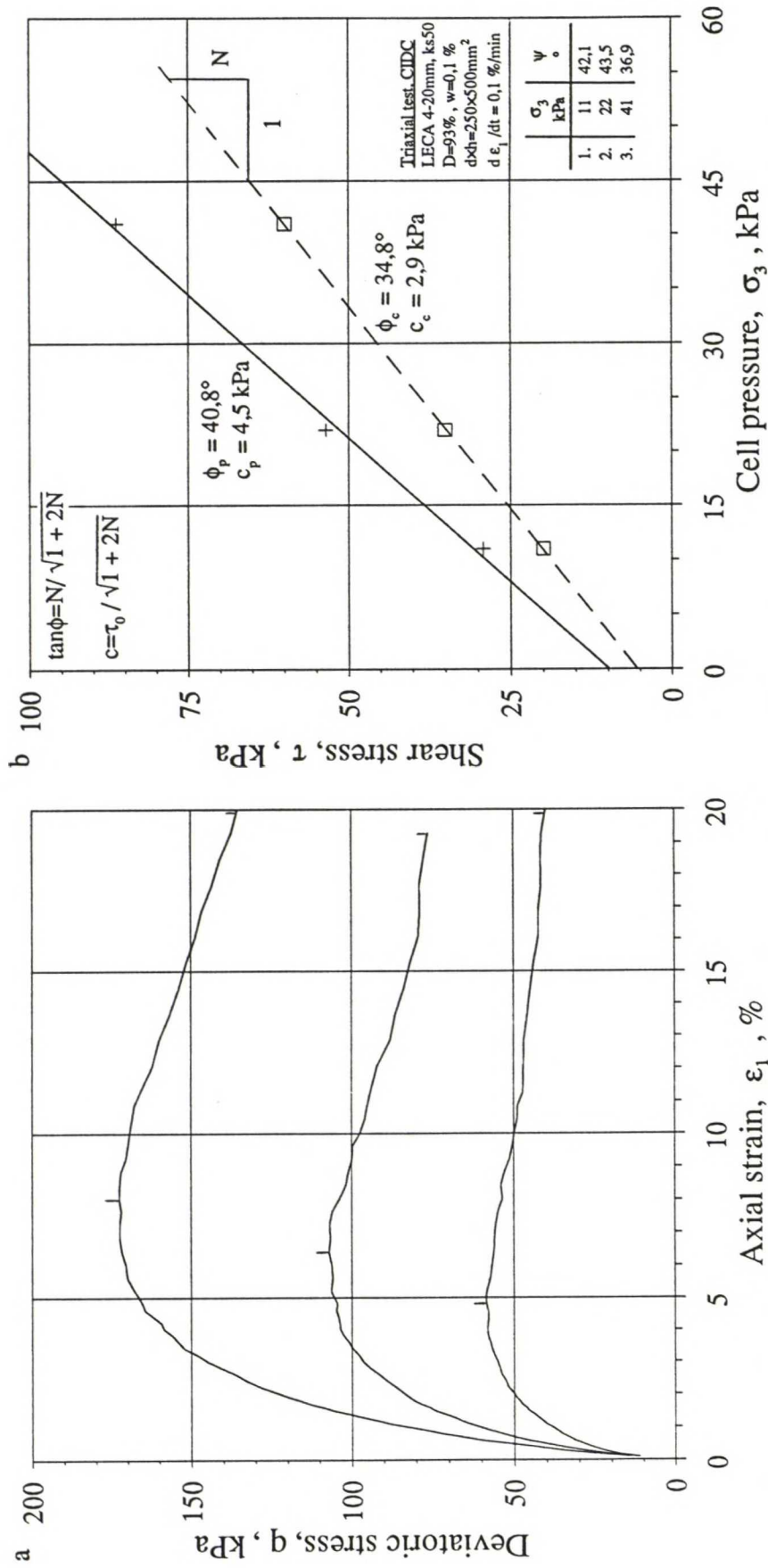


Kolmiakselikoe keskitiivillä kalliomurskeella 0-32mm. a Deviatorisen jännityksen ja aksiaalisen suhteellisen muodonmuutoksen vuorosuhde. b Kitkakulman määrittäminen.



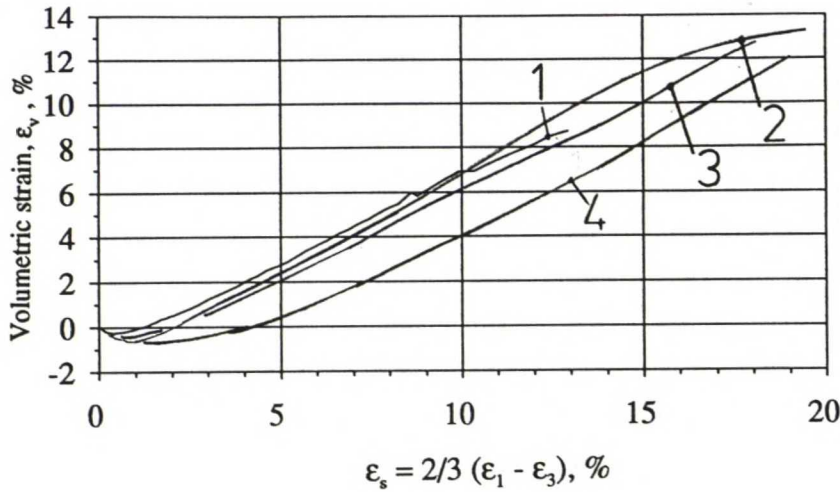
Kolmiakselikoe tiivillä kevytsoralla ks 50. a Deviatorisen jännityksen ja aksiaalisen suhteellisen muodonmuutoksen vuorosuhde.  
b Kitakulman määrittäminen.



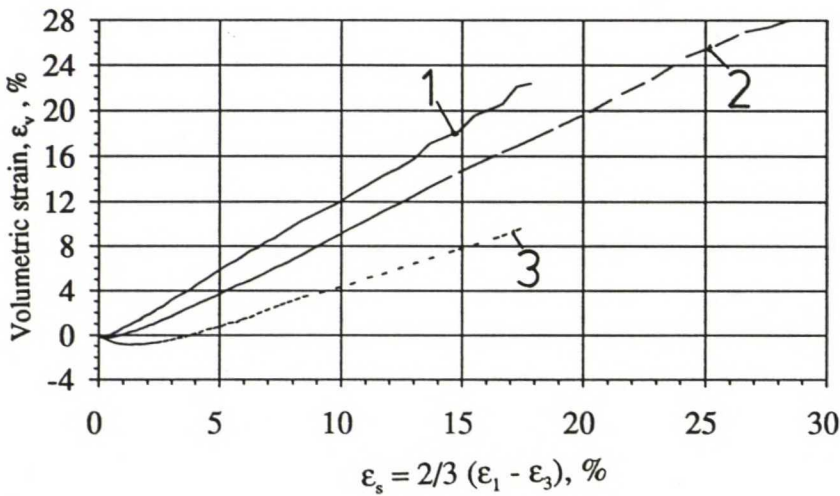


Kolmiakselikoe löyhällä kevytsoralla ks 50. a Deviatorisen jännityksen ja aksiaalisen suhteellisen muodonmuutoksen vuorosuhde.  
b Kitkakulman määrittäminen.

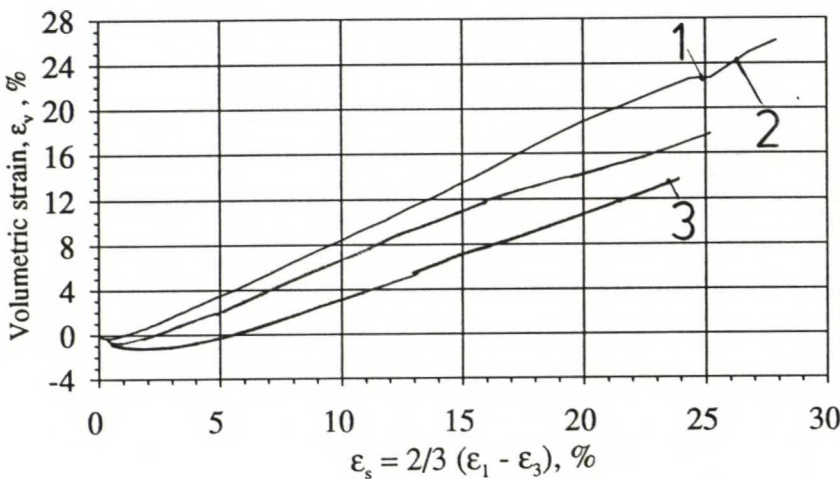
a



b

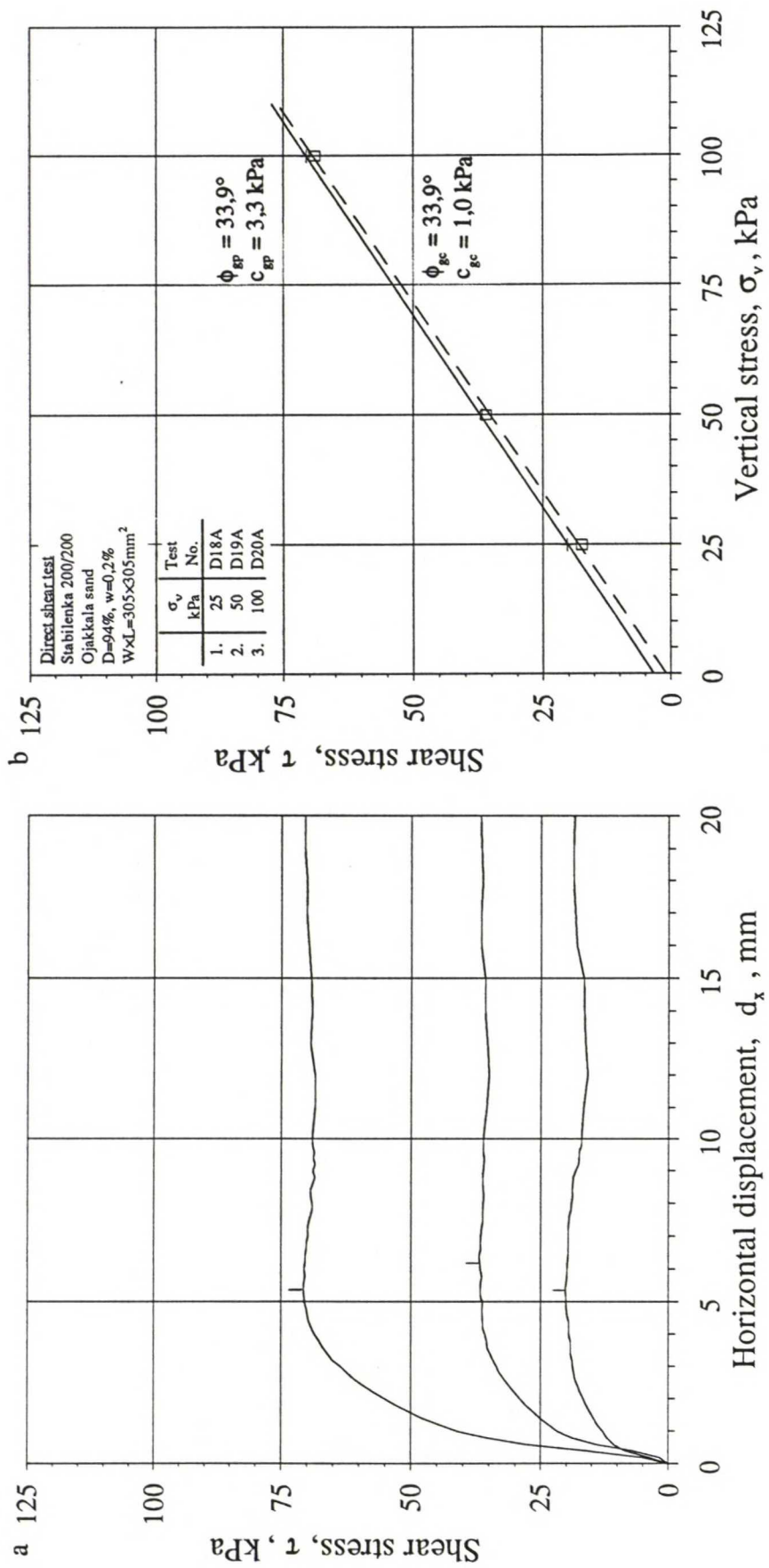


c

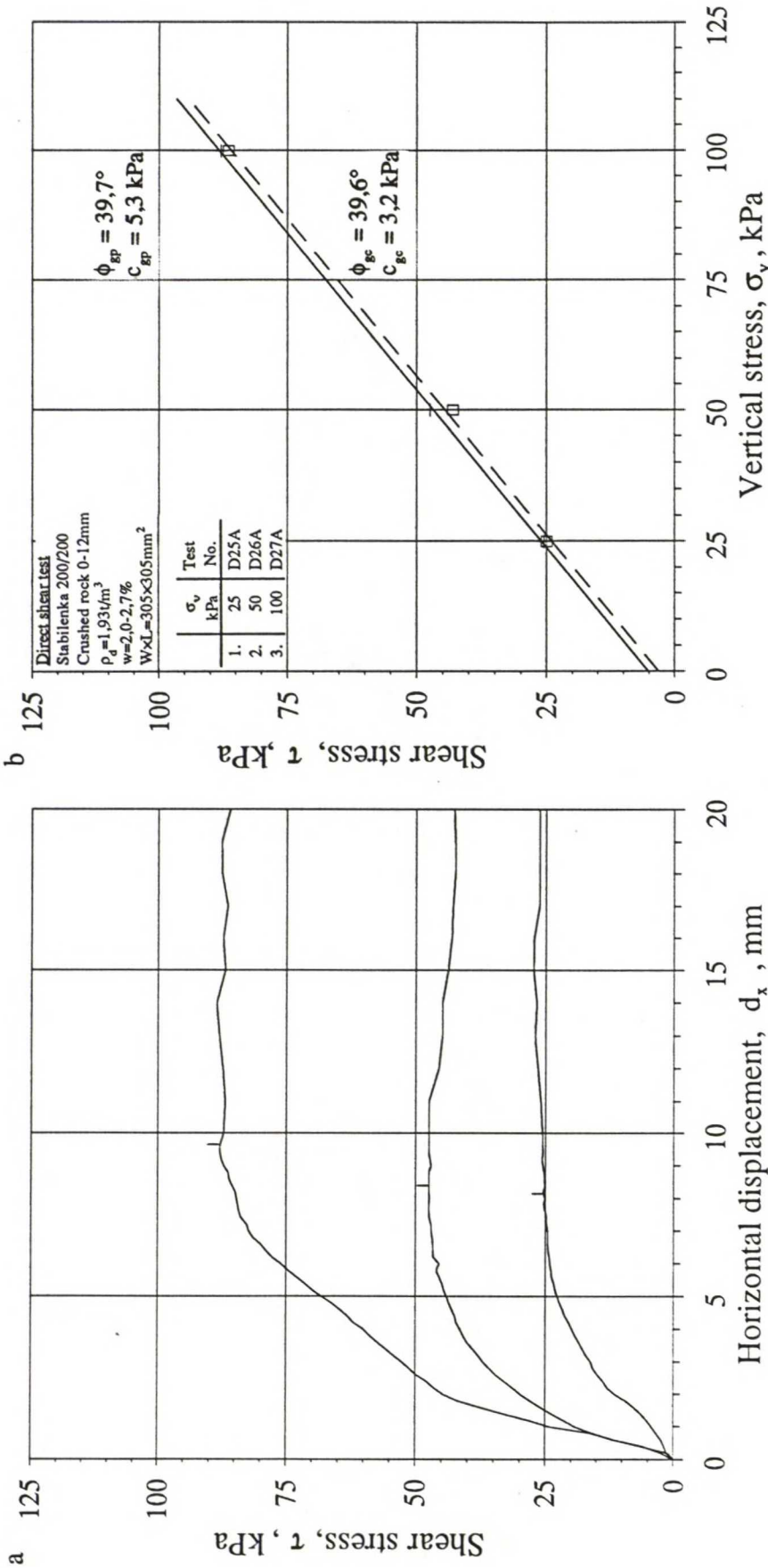


Kolmiakselikoe. Tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutoksen vuorosuhde. a Keskitiivis kalliomurske 0-32mm, b Tiivis kevytsora ks 50 ja c löyhä kevytsora ks 50.



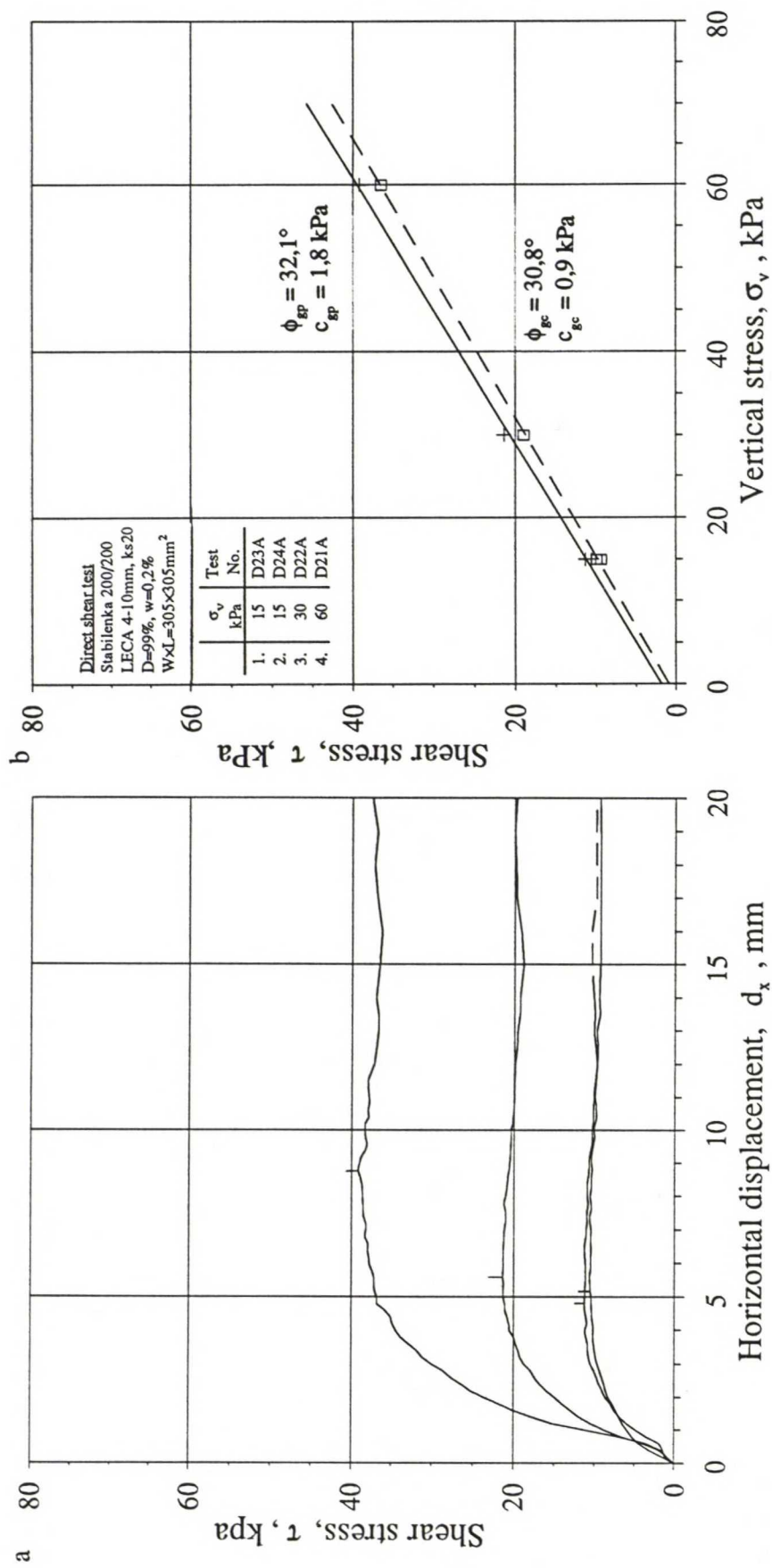


Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiivillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja hori-  
sontaalisuorituksen vuorosuhte. b Kitkakulman määrittäminen.

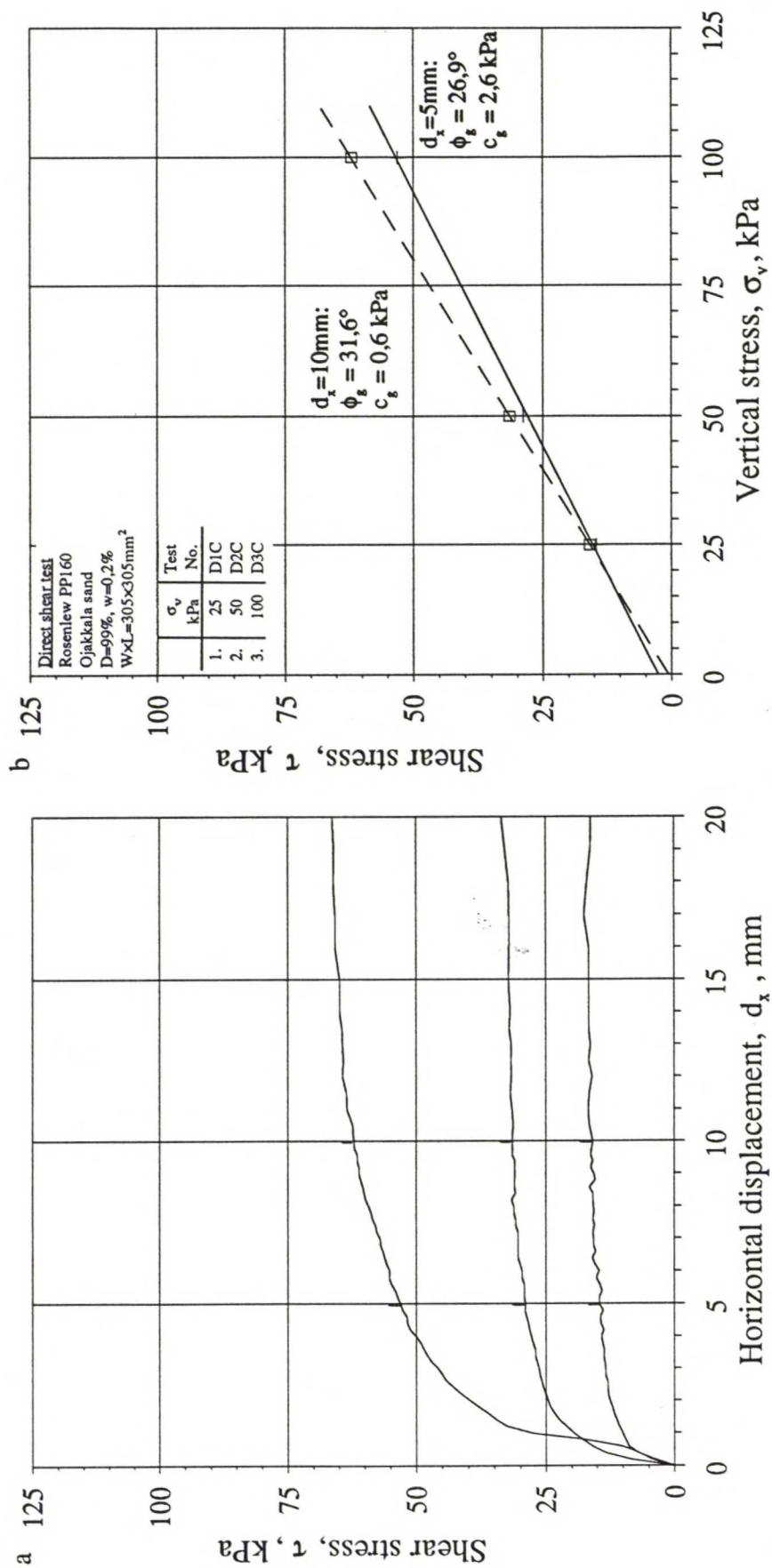


Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiivillä kalliomurskeella 0-12mm. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisuorituksen vuorosuhte. b Kiikakulman määrittäminen.





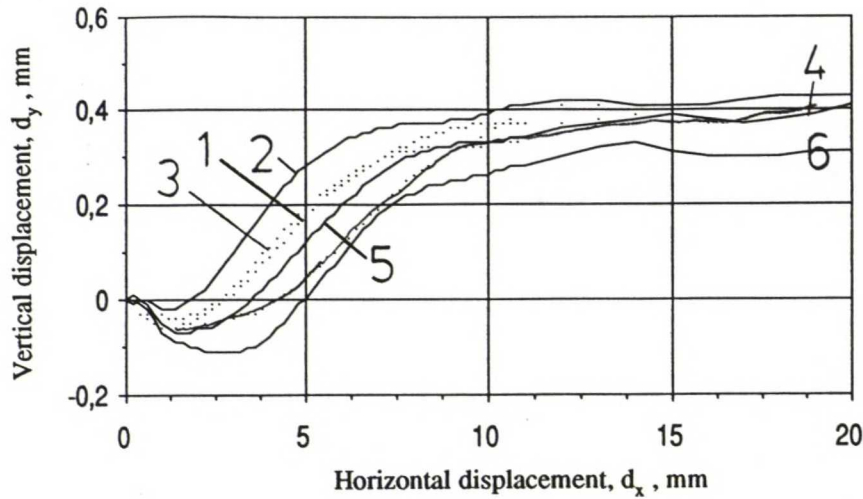
Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä kevytsoralla ks 20. a Leikkausjännityksen ja horisontaal-lisiirtymän vuorosuhde. b Kitakulman määrittäminen.



Muunnettu rasialeikkauskoe suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. a Leikkausjännityksen ja horisontaalisuirtymän vuorosuhde. b Kitkakulman määrittäminen.



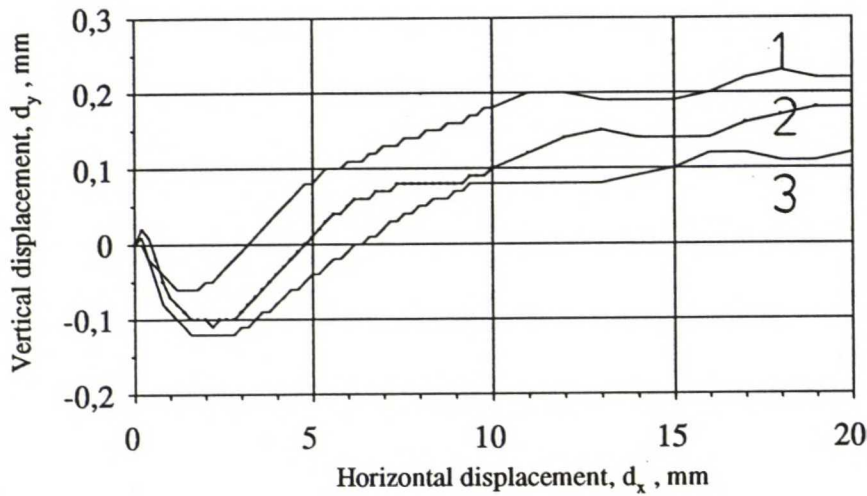
a



Direct shear test  
Stabilenka 200/200  
Ojakkala sand  
 $D=99\%$ ,  $w=0,2\%$   
 $W \times L=305 \times 305 \text{ mm}^2$

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D1A
2.	25	D5A
3.	50	D2A
4.	50	D6A
5.	50	D7A
6.	100	D3A

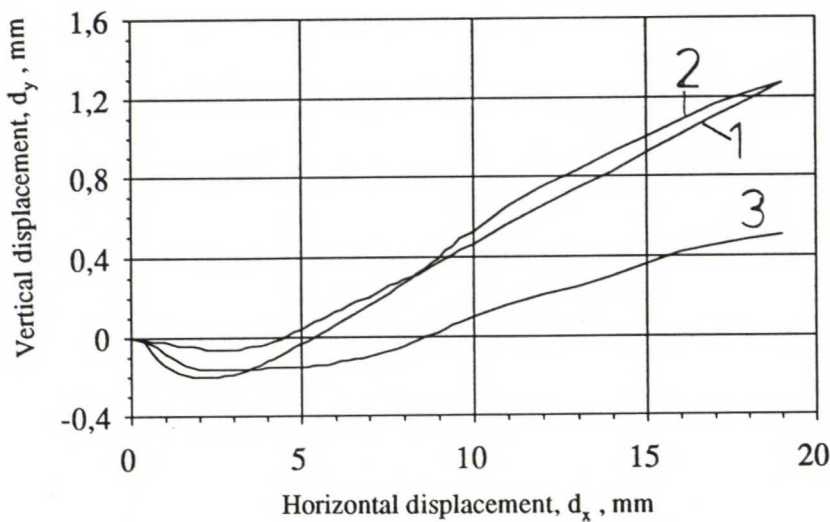
b



Direct shear test  
Stabilenka 200/200  
Ojakkala sand  
 $D=94\%$ ,  $w=0,2\%$   
 $W \times L=305 \times 305 \text{ mm}^2$

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D18A
2.	50	D19A
3.	100	D20A

c

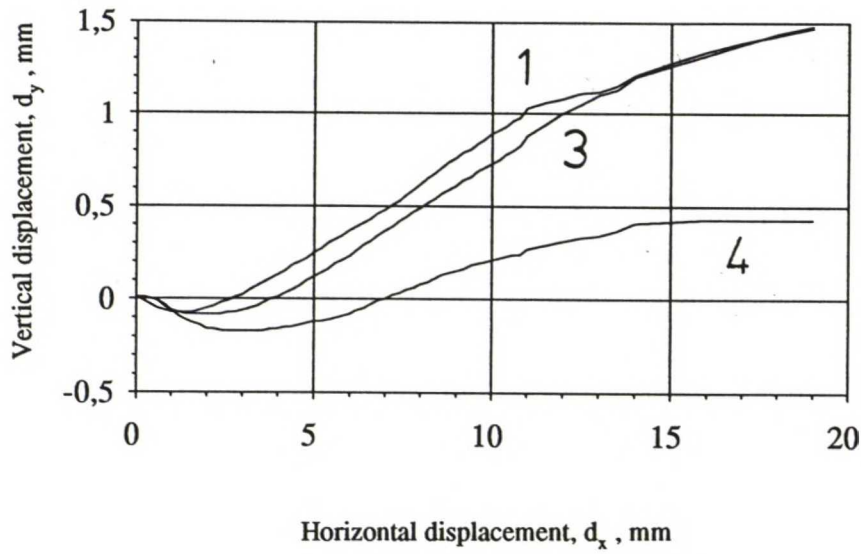


Direct shear test  
Stabilenka 200/200  
Crushed rock 0-12mm  
 $\rho_d=1,93 \text{ t/m}^3$   
 $w=2,0-2,7\%$   
 $W \times L=305 \times 305 \text{ mm}^2$

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D25A
2.	50	D26A
3.	100	D27A

Muunnettu rasialeikkauskoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200. Vertikaali- ja horisontaalisuhteen vuorosuhde. a Tiivis Ojakkalan hiekka. b Keskitiivis Ojakkalan hiekka. c Keskitiivis kalliomurske 0-12mm.

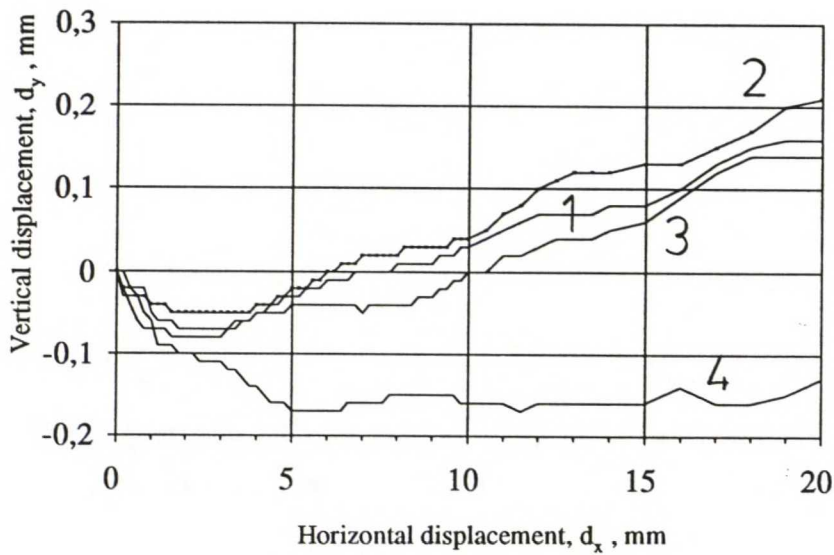
a



Direct shear test  
 Stablenka 200/200  
 LECA 4-10mm, ks20  
 $D=99\%$ ,  $w=0,2\%$   
 $W \times L=305 \times 305 \text{ mm}^2$

	$\sigma_v$ kPa	Test No.
2.	15	D24A
3.	30	D22A
4.	60	D21A

b



Direct shear test  
 Rosenlew PP160  
 Ojakkala sand  
 $D=99\%$ ,  $w=0,2\%$   
 $W \times L=305 \times 305 \text{ mm}^2$

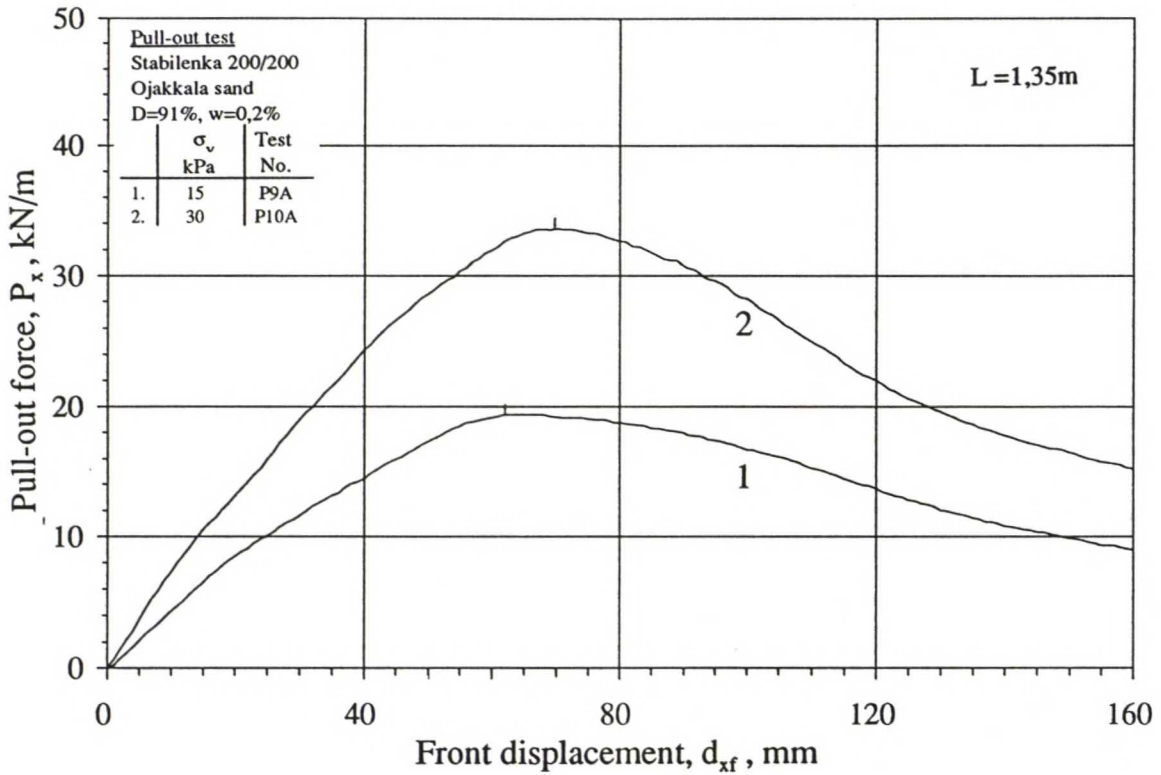
	$\sigma_v$ kPa	Test No.
1.	25	D1C
2.	50	D2C
3.	100	D3C
4.	200	D4C

Muunnettu rasialeikkauskoe. Vertikaali- ja horisontaalsiirtymän vuorosuhde.

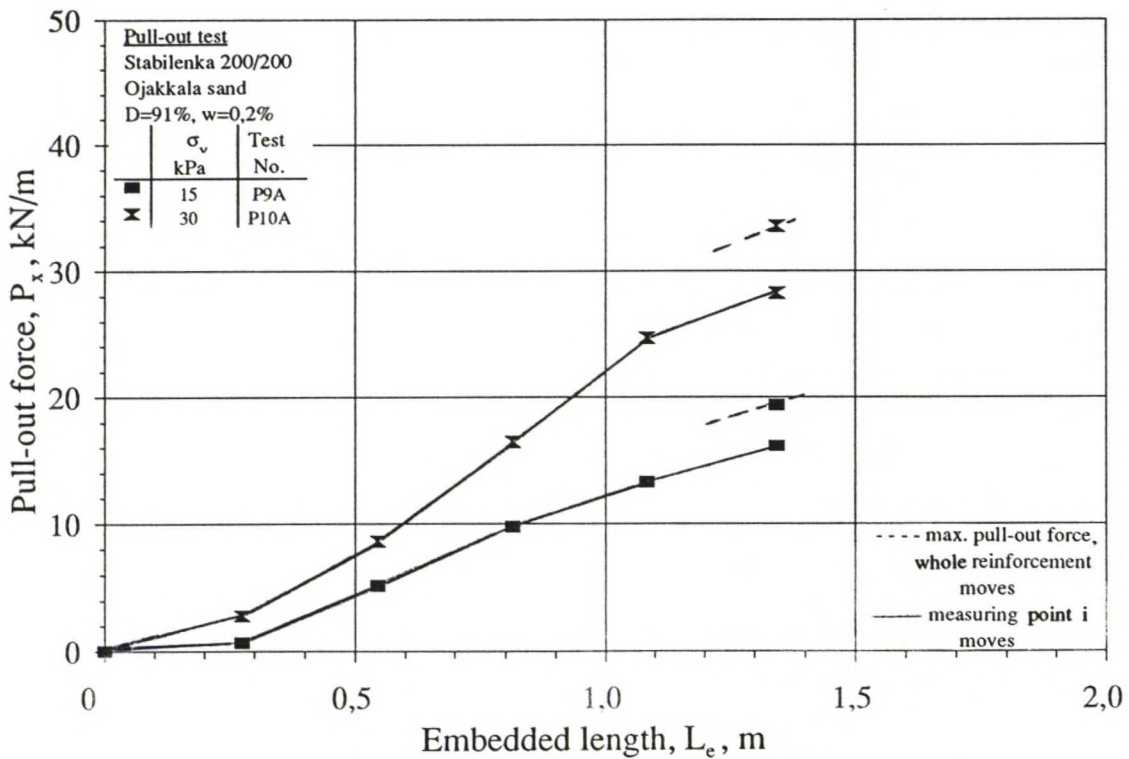
a Vahvistekangas Stablenka 200/200 ja tiivis kevytsora ks 20.

b Suursäkkikangas Rosenlew PP160 ja tiivis Ojakkalan hiekka.

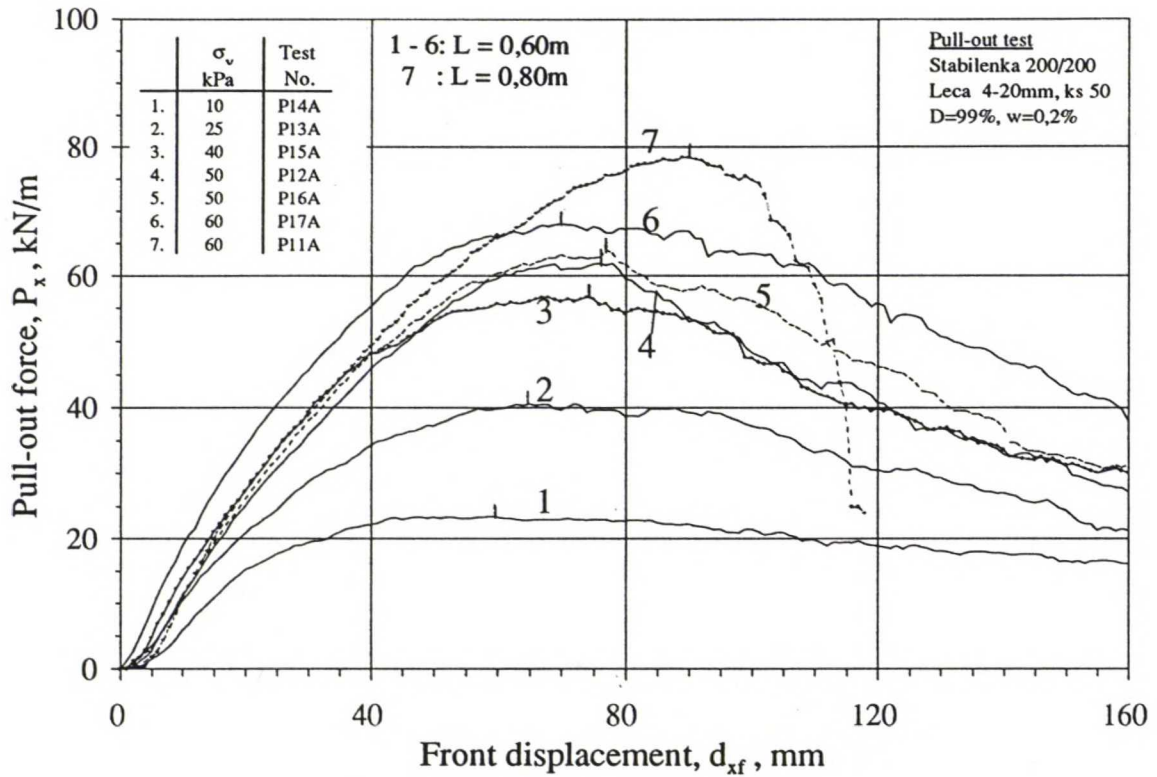




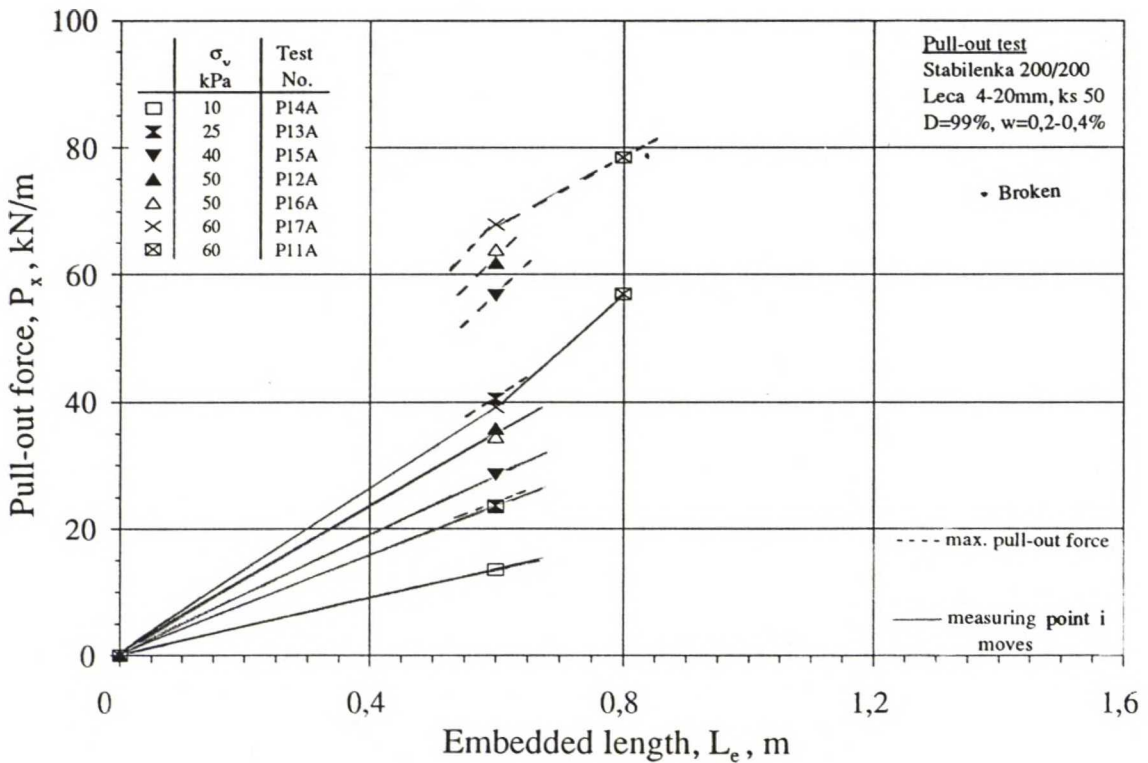
Kuva 1 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-30 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 ja 30 kPa.

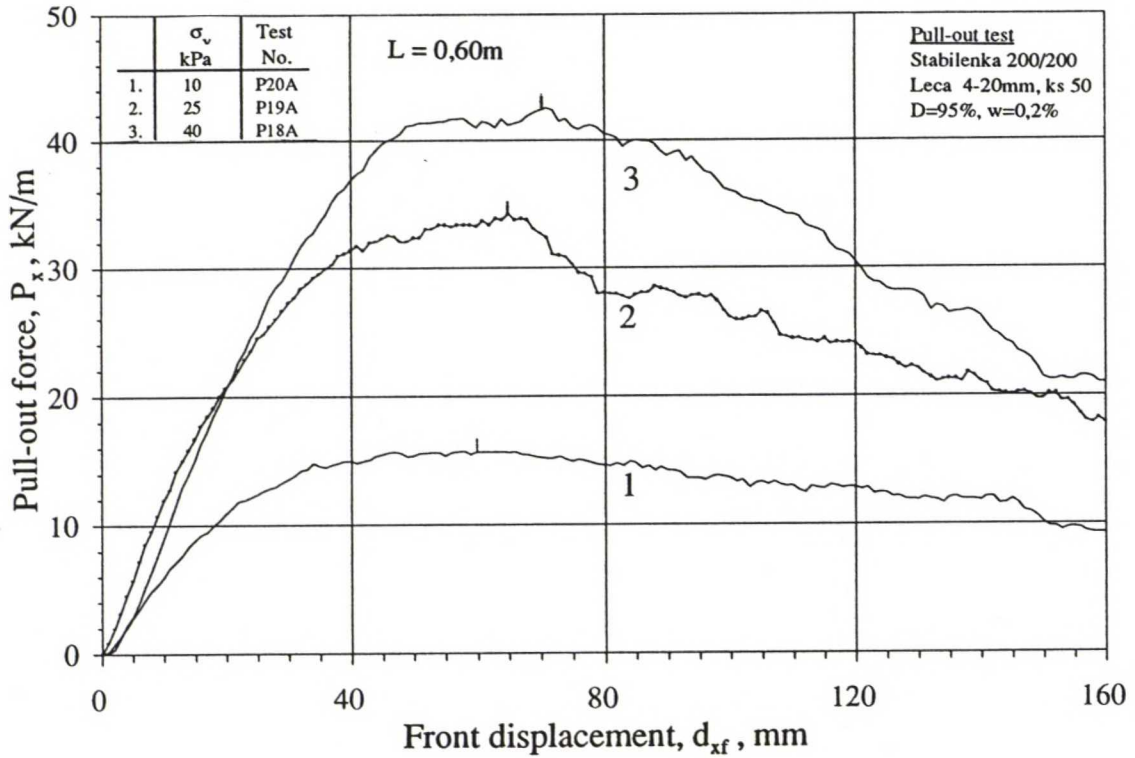


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-60 kPa.

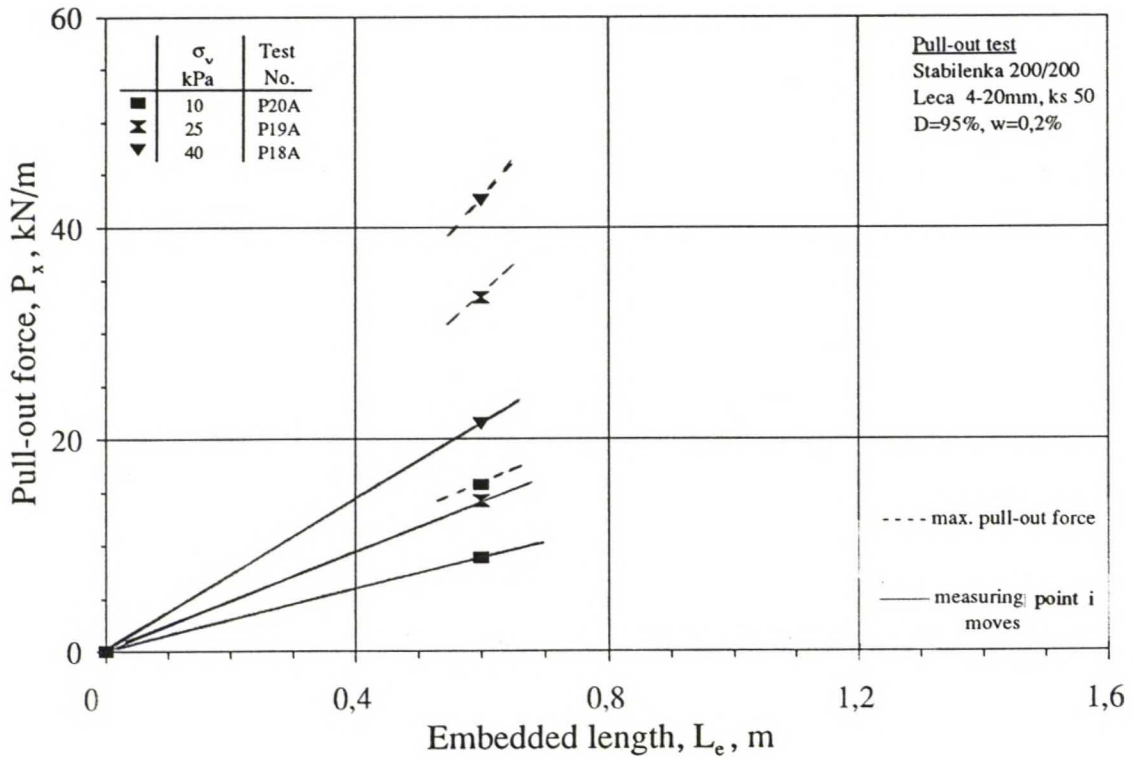


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-60 kPa.

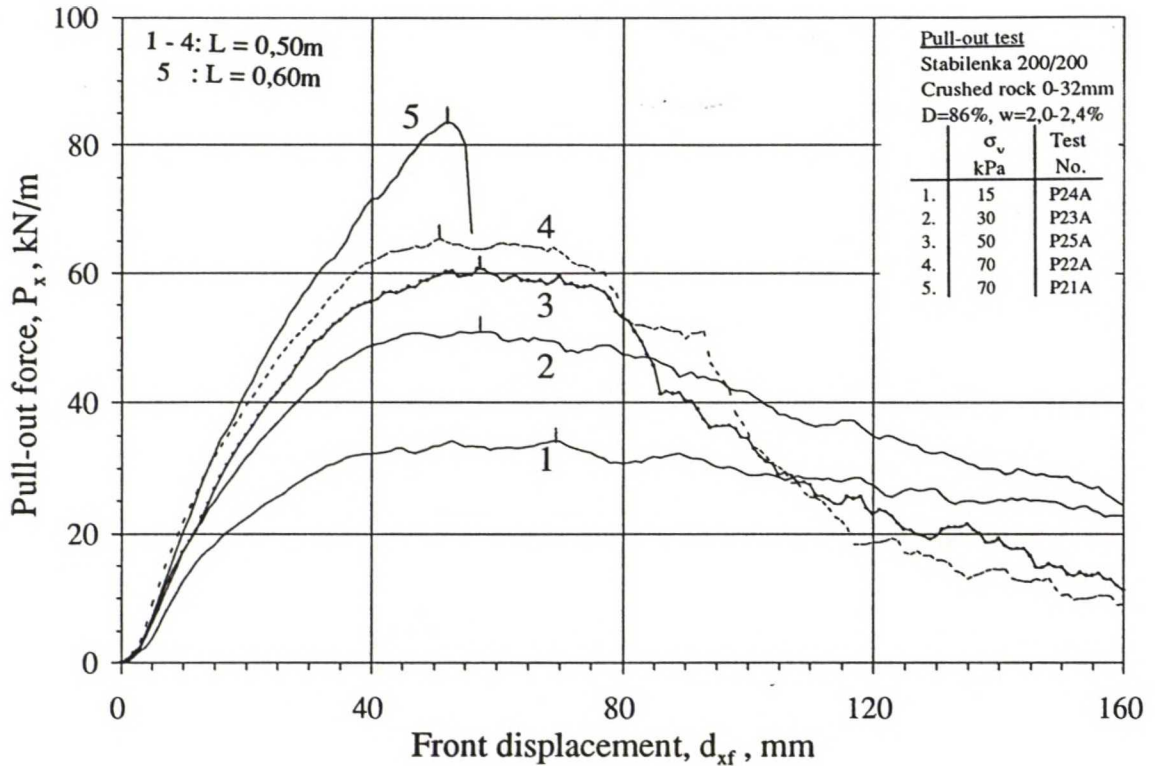




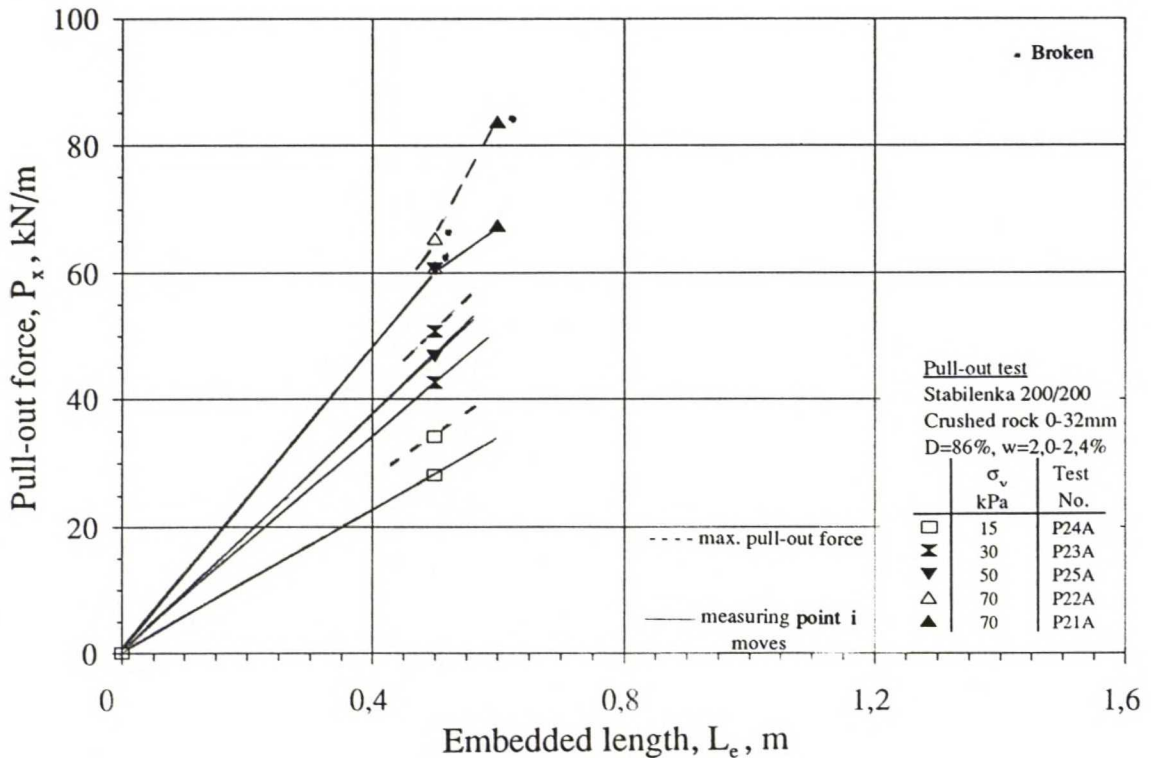
Kuva 1 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja löyhällä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-40 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja löyhällä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-40 kPa.

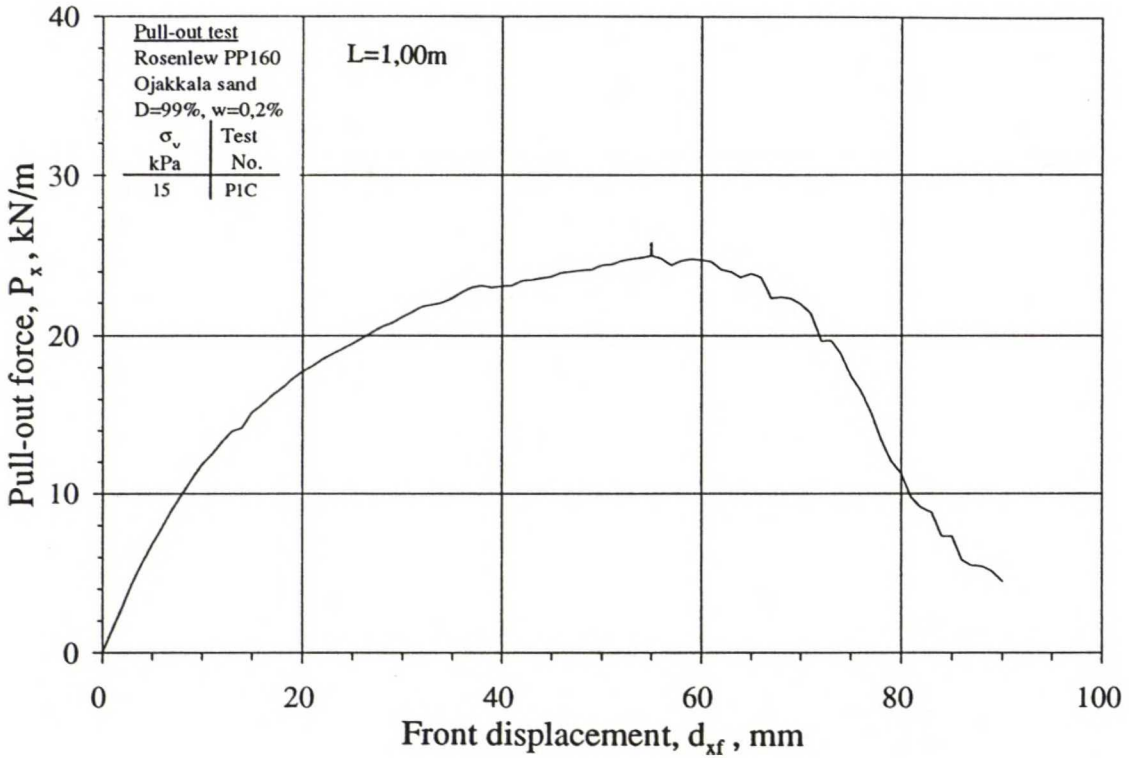


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-70 kPa.

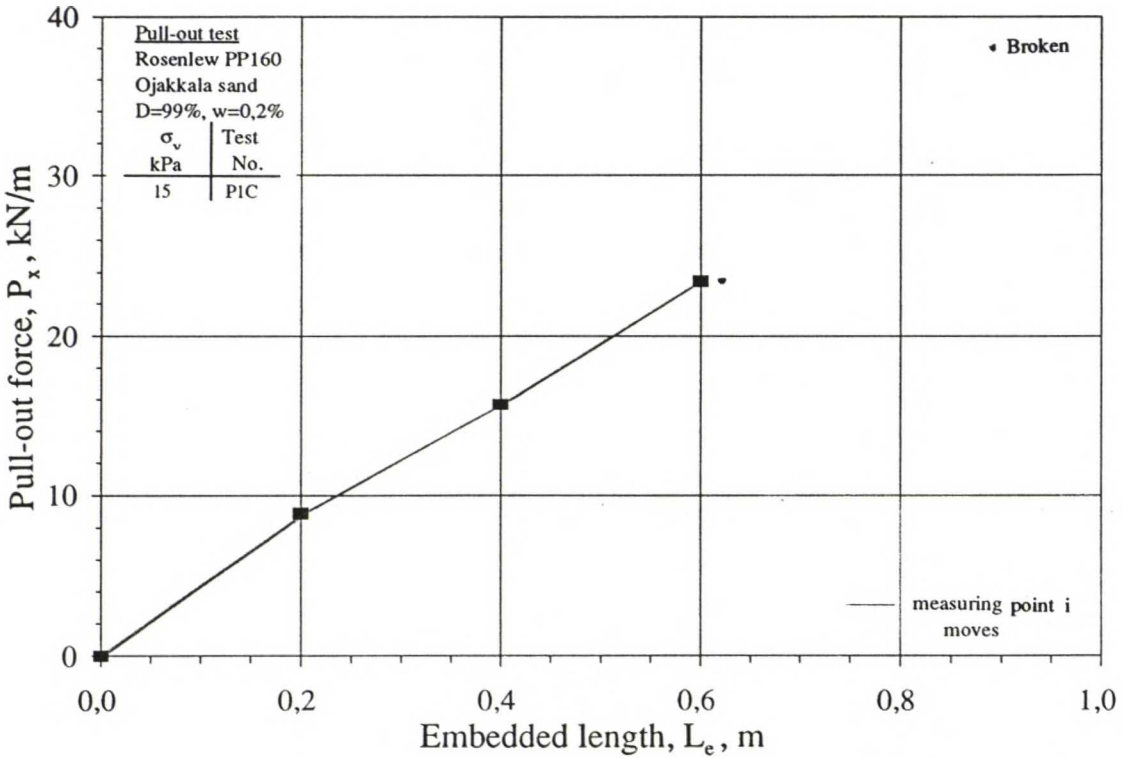


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-70 kPa.

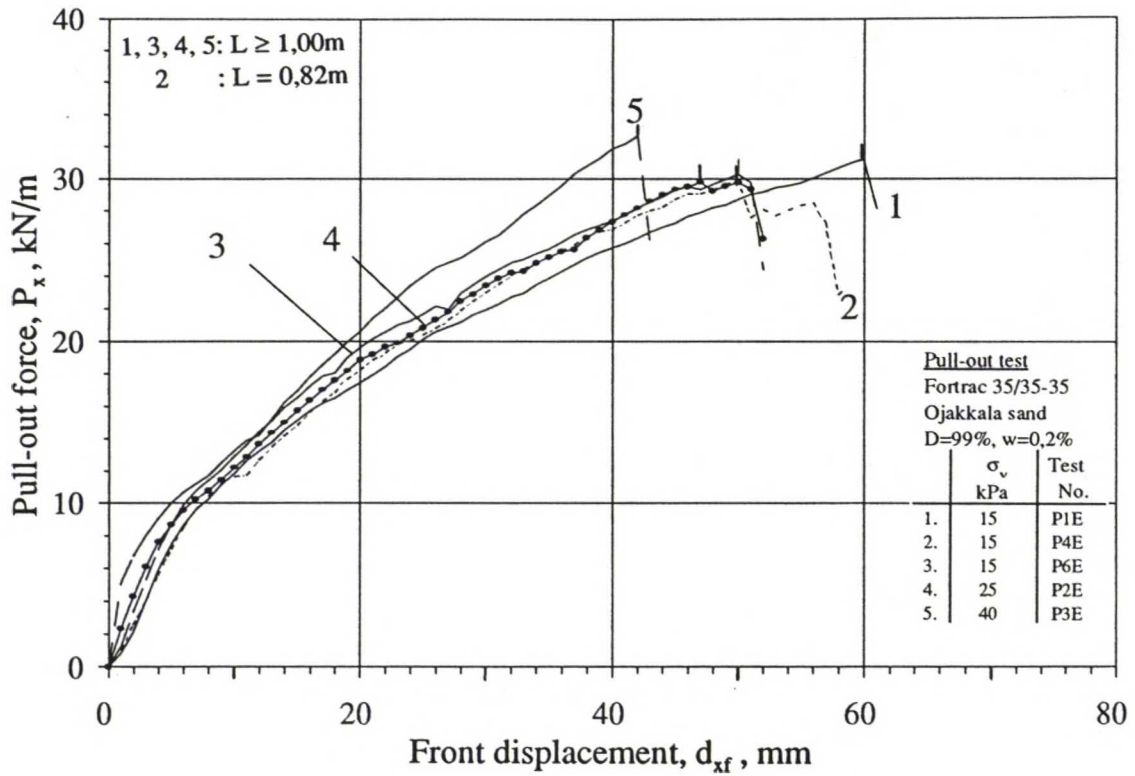




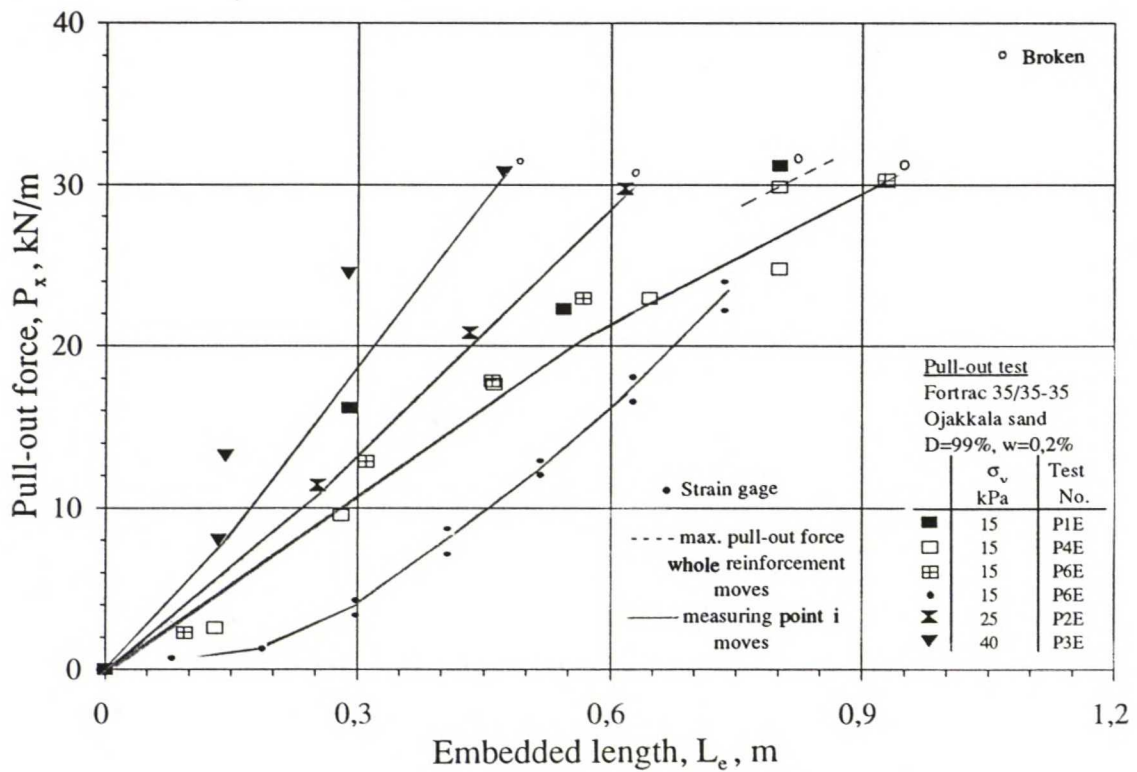
Kuva 1 Ulosvetokoe suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja kankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 kPa.

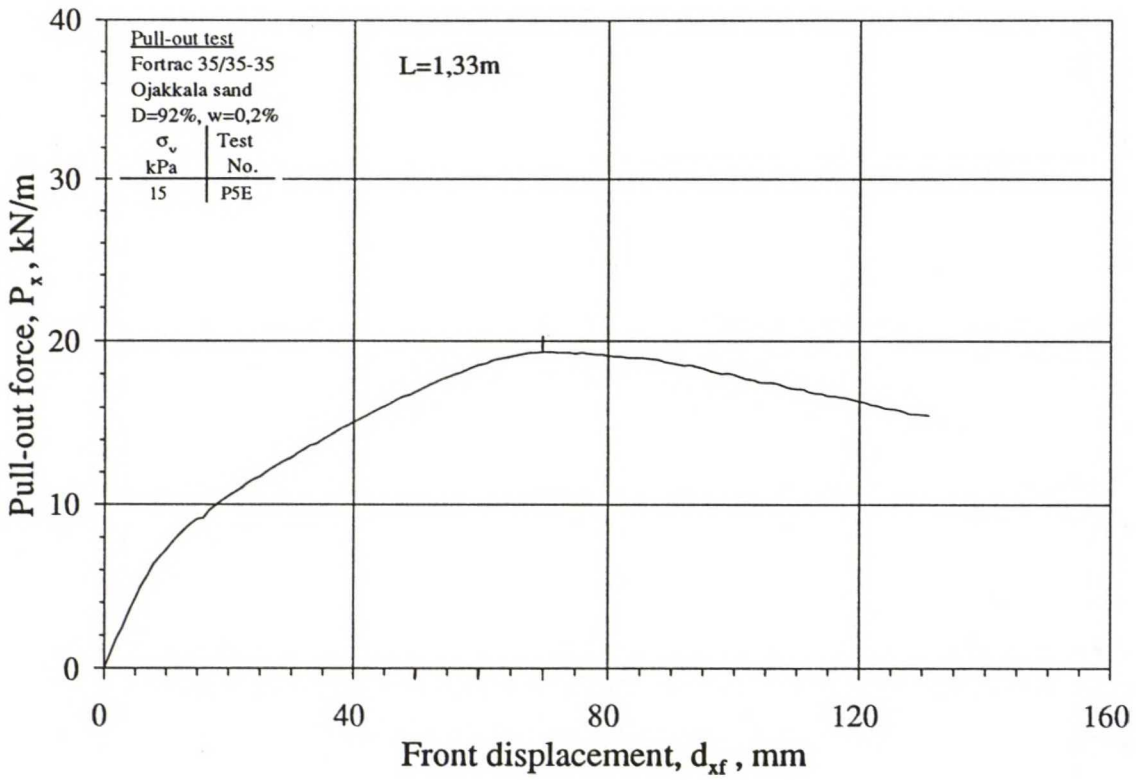


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-40 kPa.

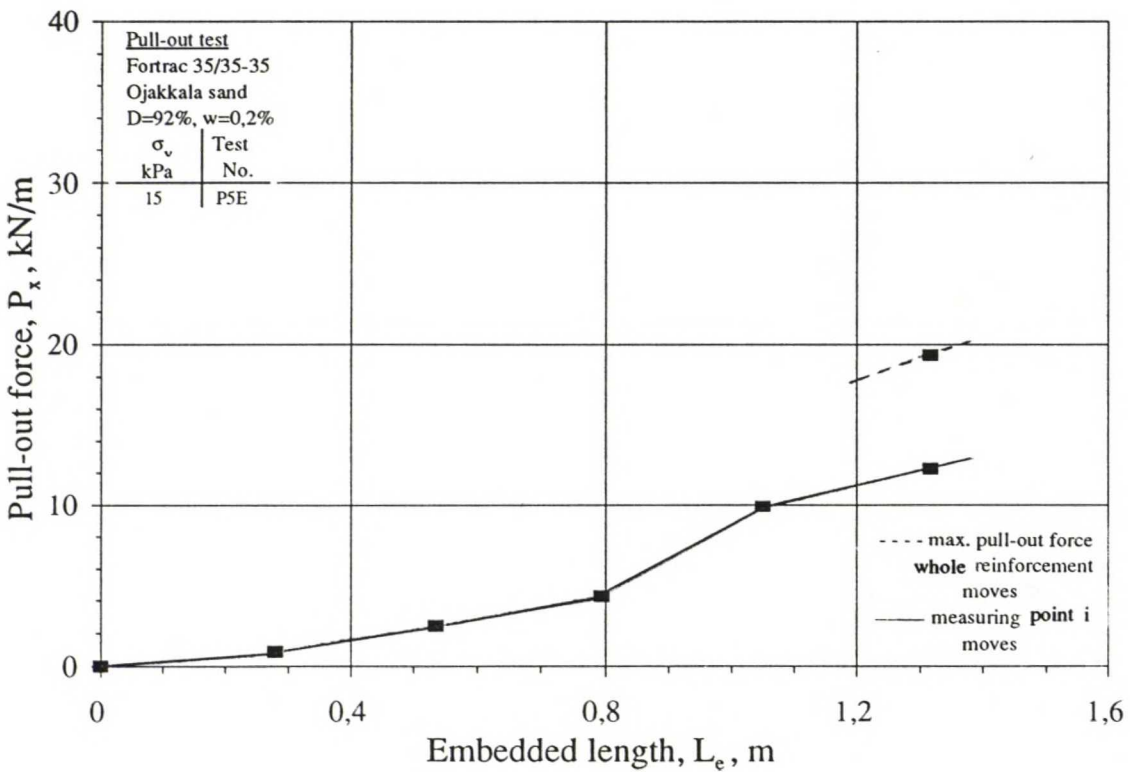


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-40 kPa.

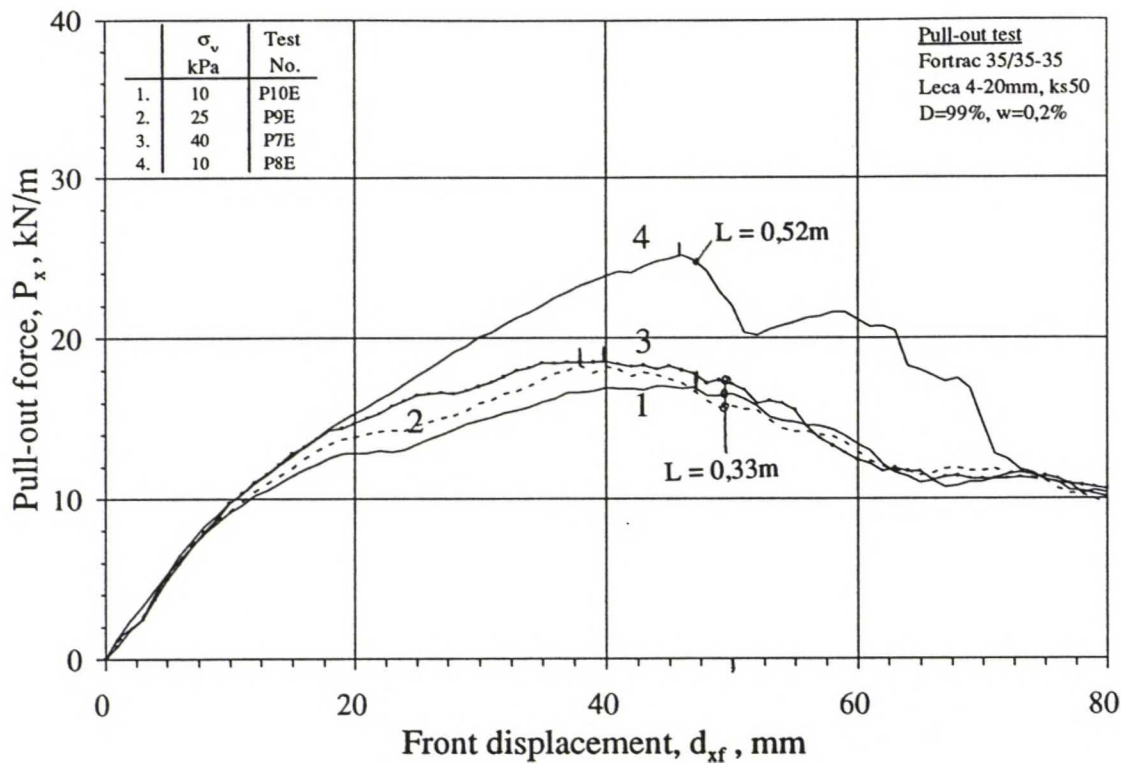




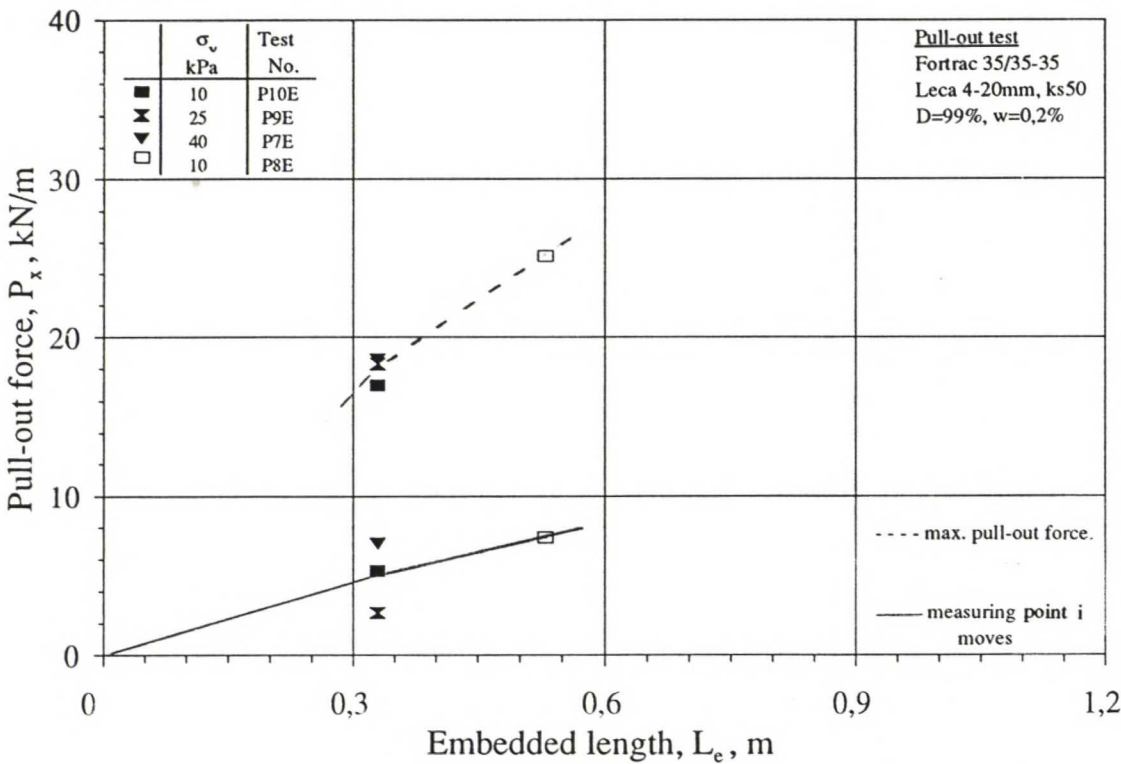
Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekal-la. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekal-la. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityk-sellä 15 kPa.

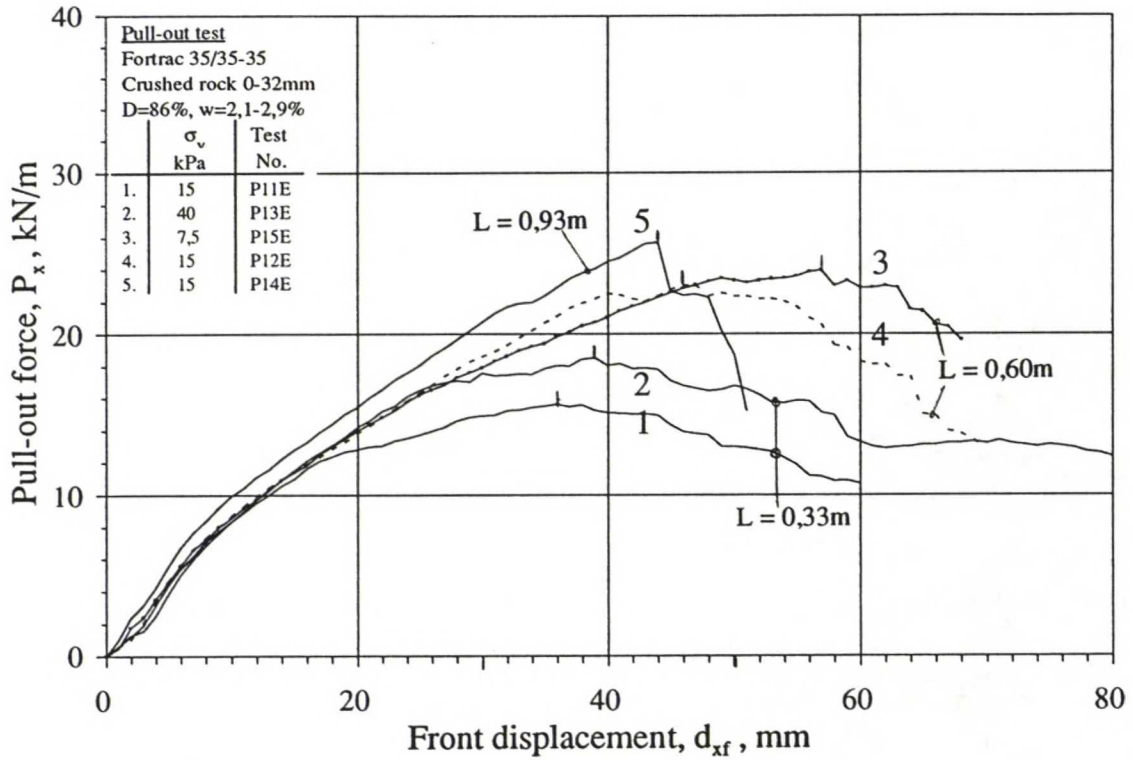


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-40 kPa.

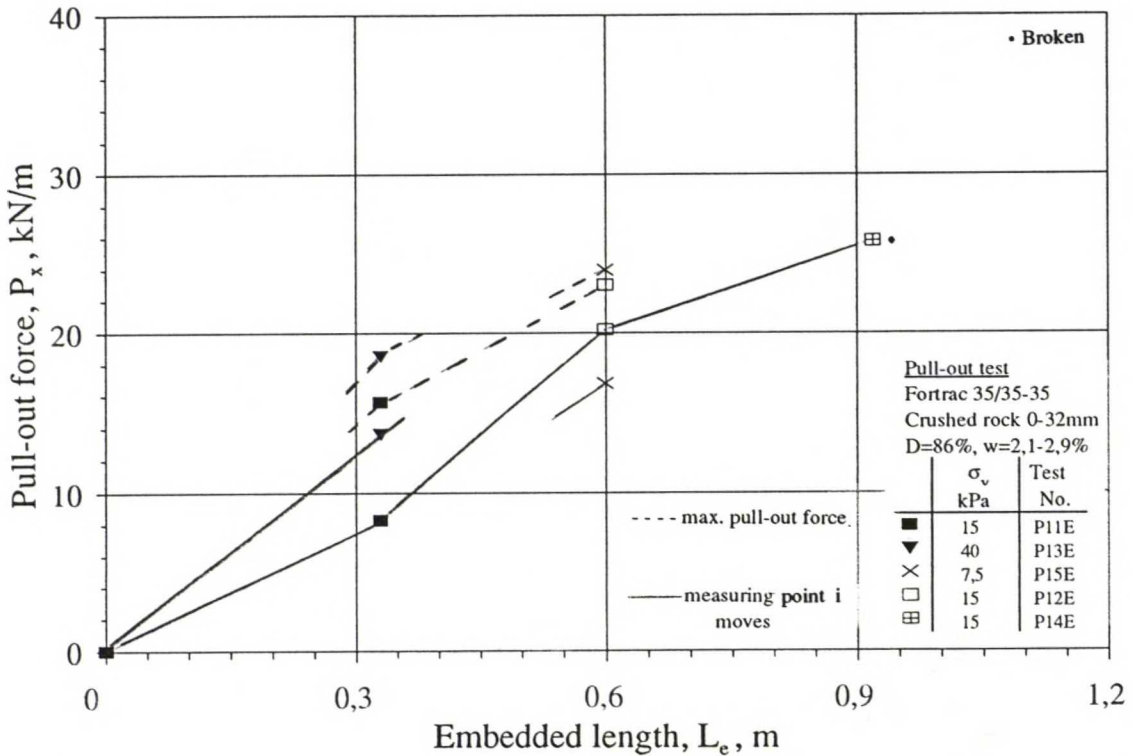


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 10-40 kPa.

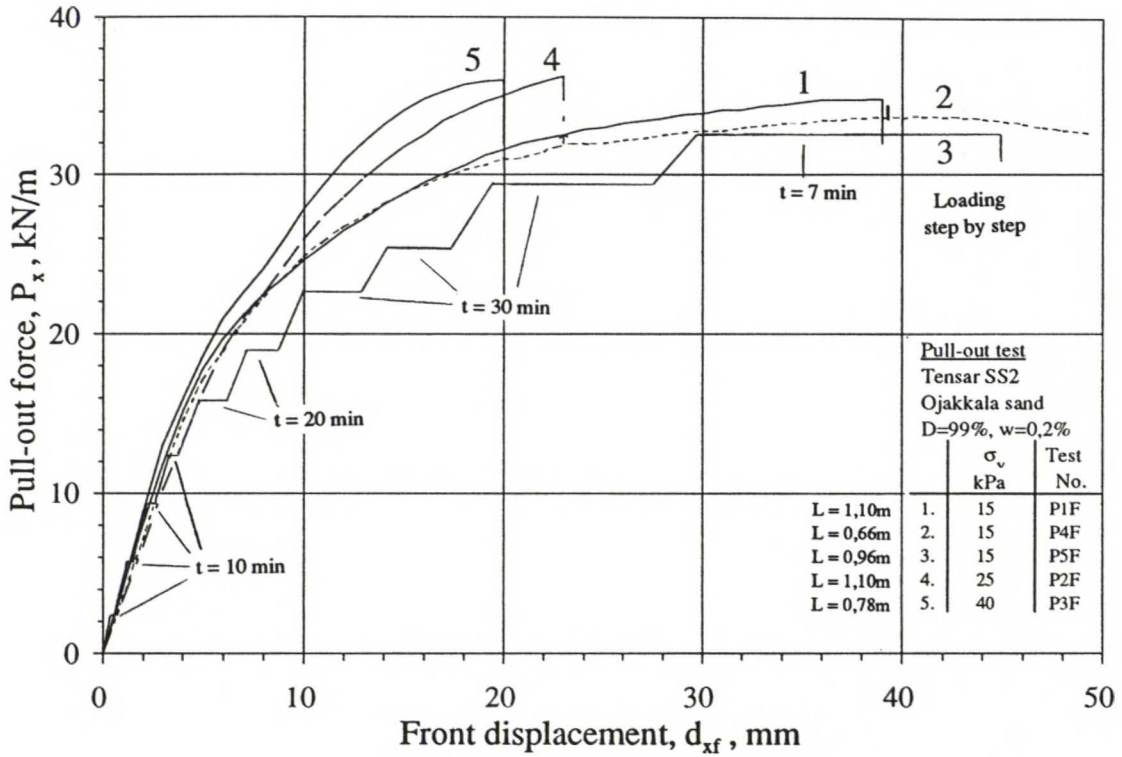




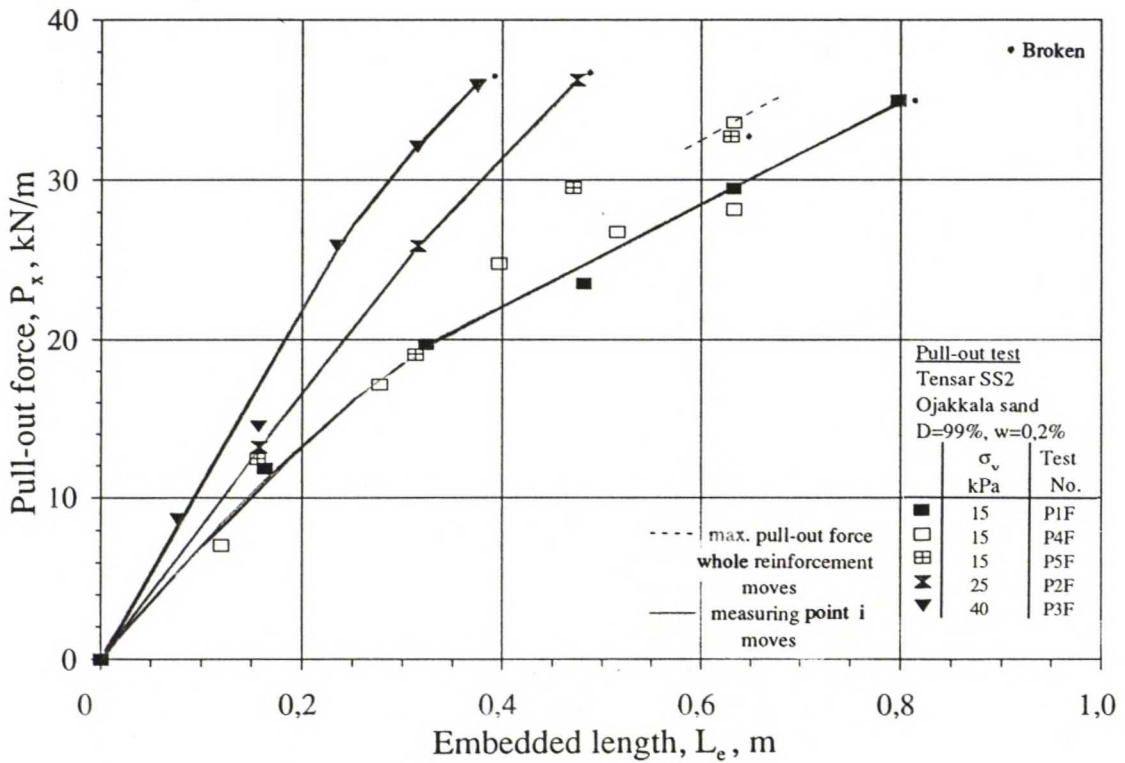
Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-40 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-40 kPa.

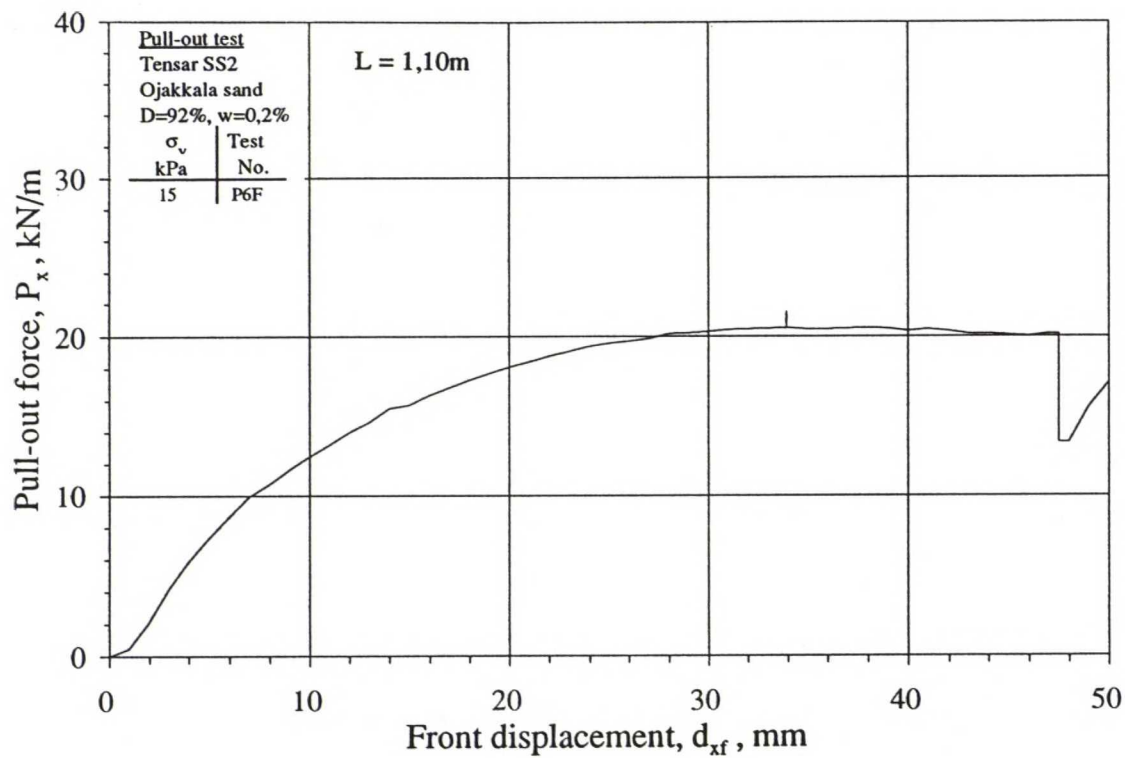


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosveto-voiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-40 kPa.

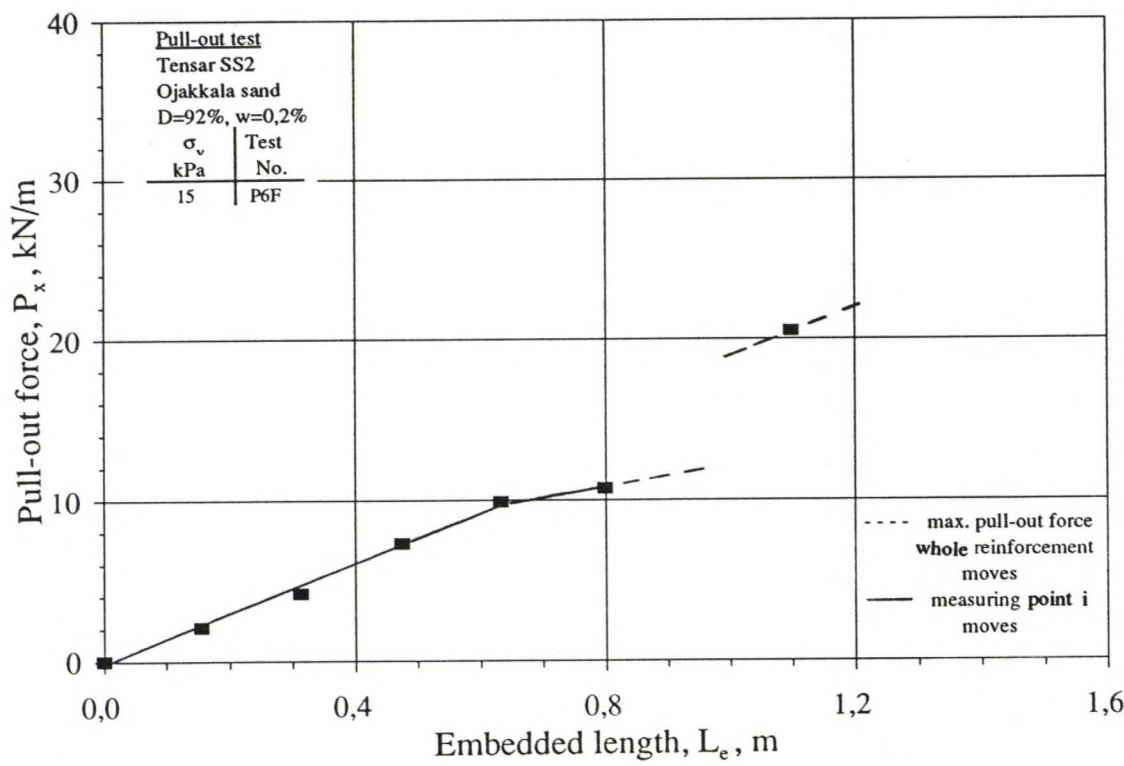


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosveto-voiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-40 kPa.

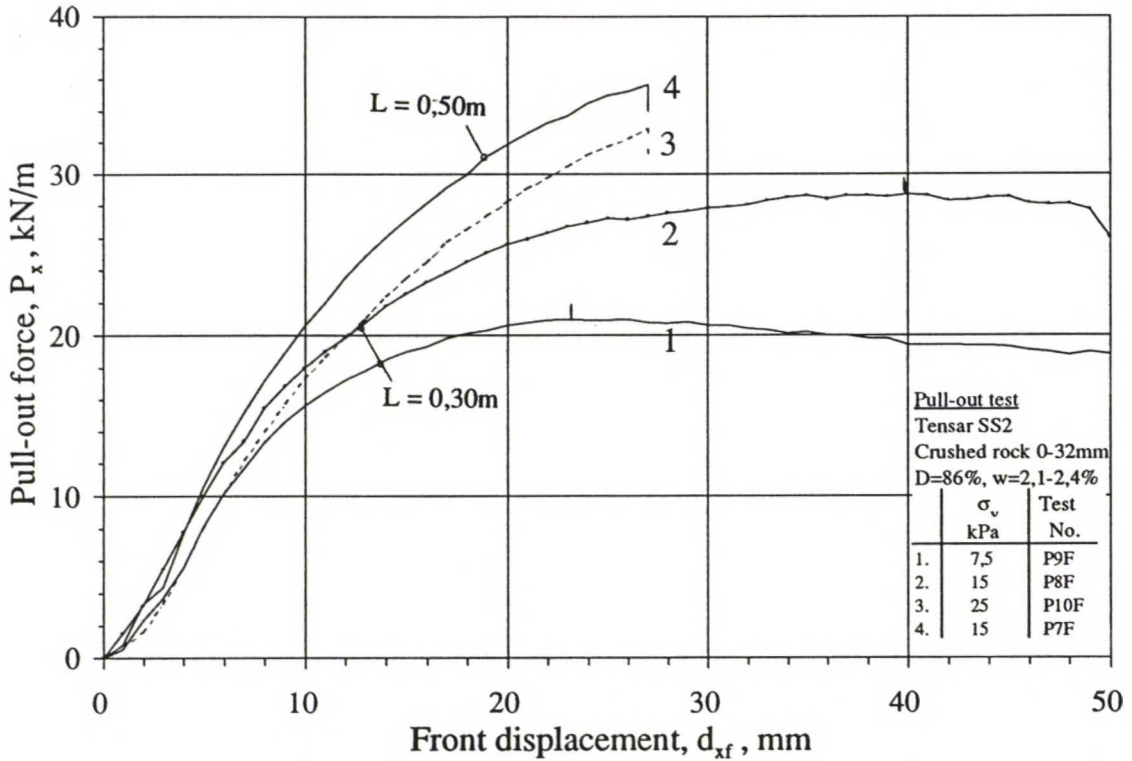




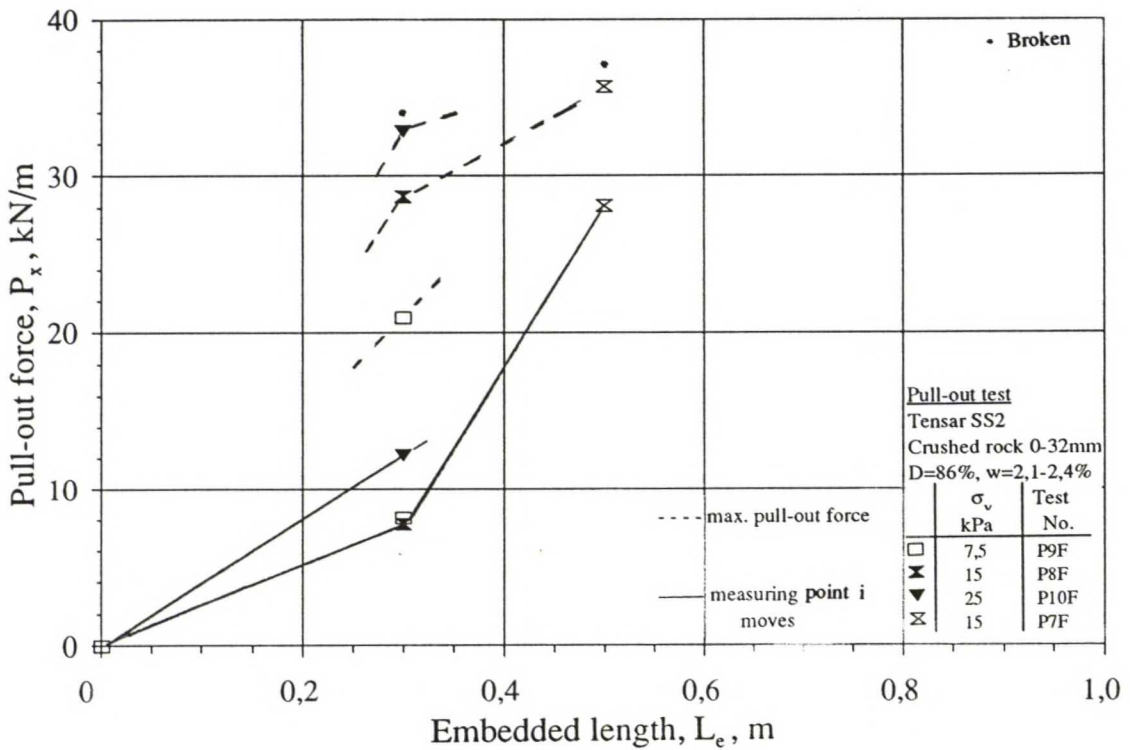
Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15 kPa.

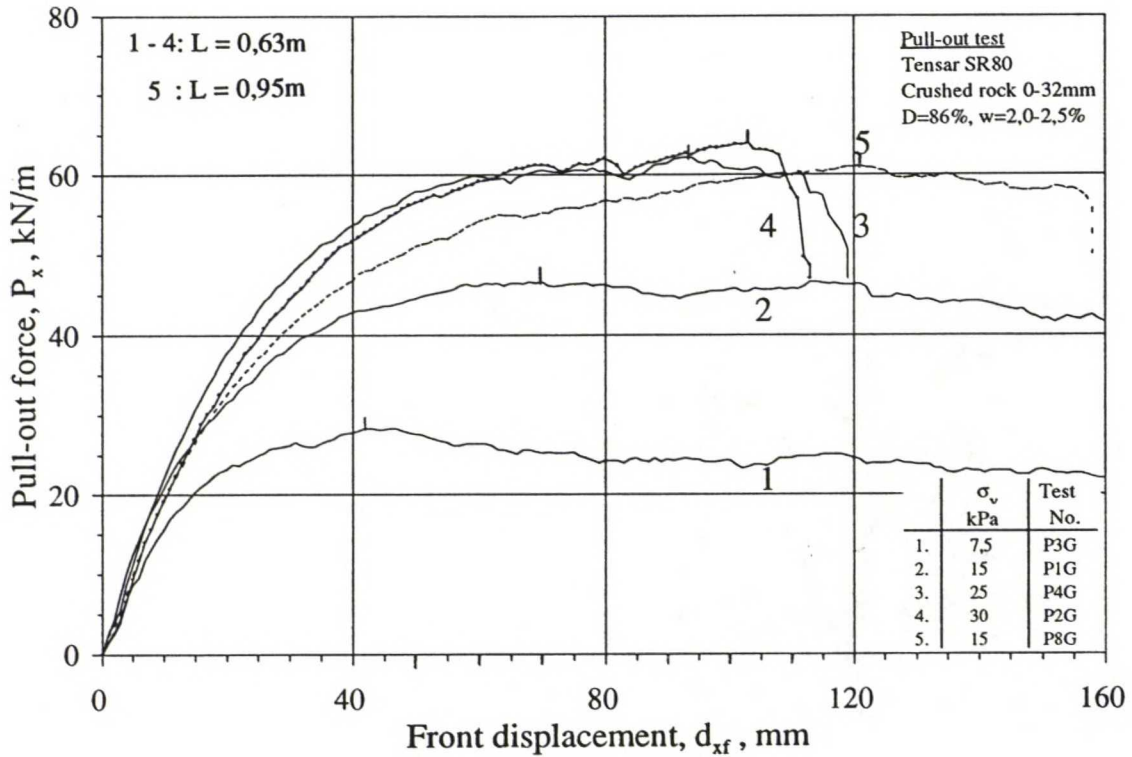


Kuva 1 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviällä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-25 kPa.

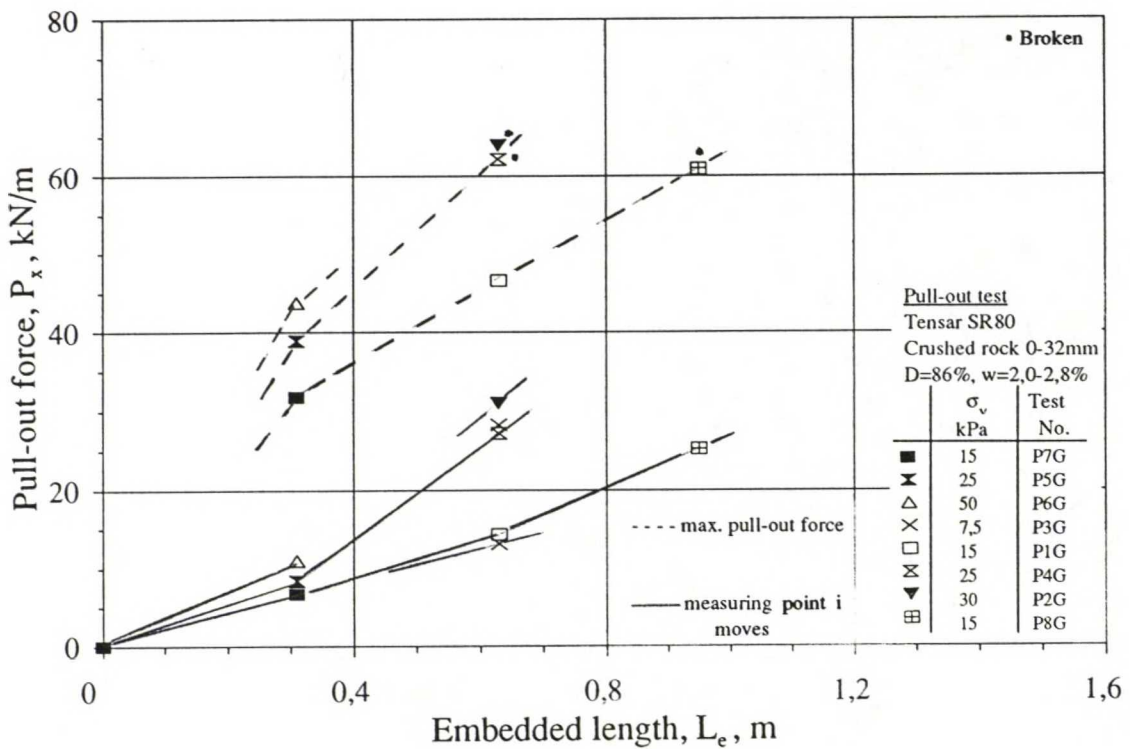


Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviällä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-25 kPa.

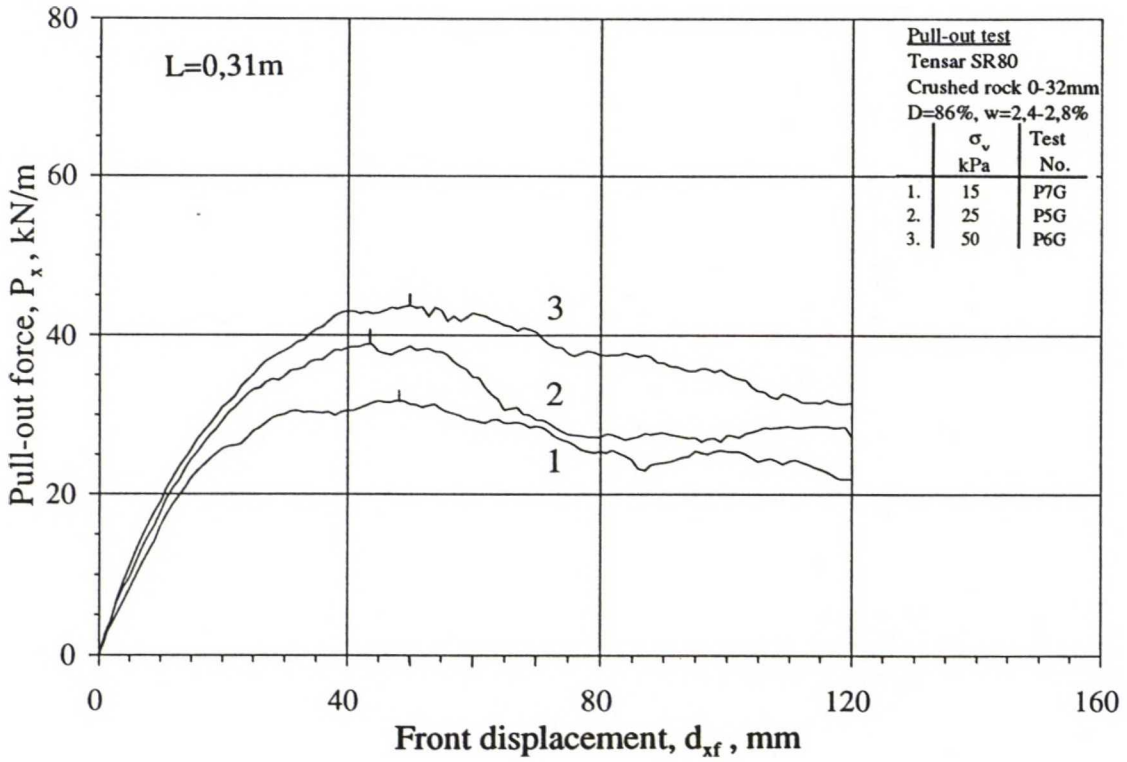




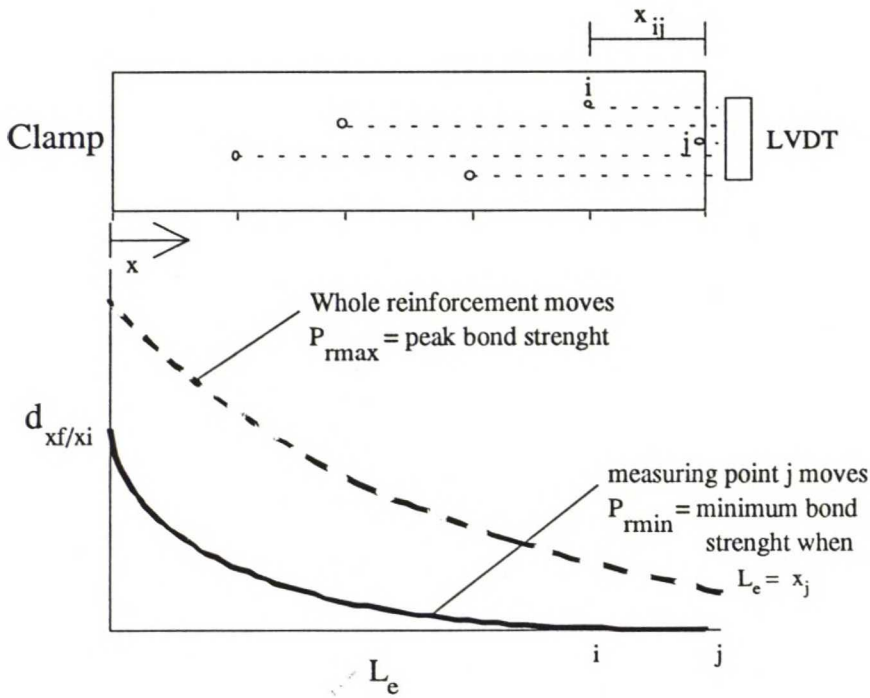
Kuva 1. Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SR80 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-30 kPa.



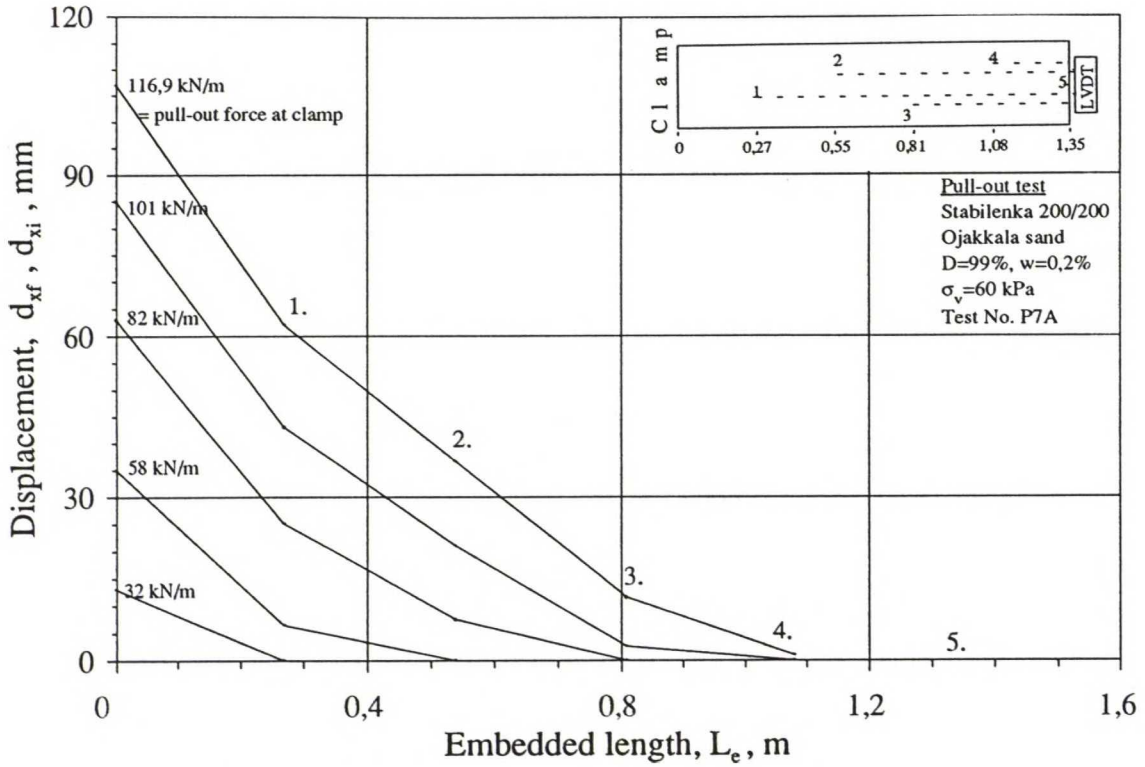
Kuva 2 Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SR80 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja vahvistekankaan tehokkaan pituuden vuorosuhde vertikaalijännityksellä 7,5-30 kPa.



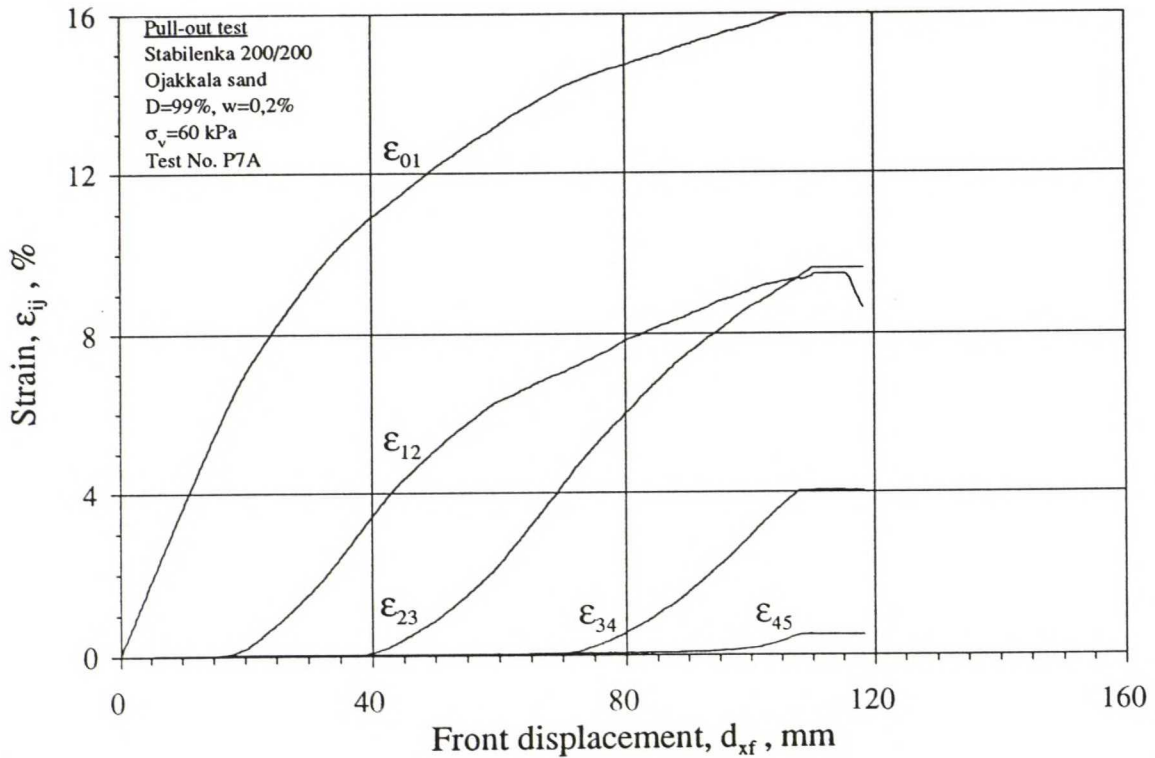
Kuva 1. Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensar SR80 ja keskitiiviällä kalliomurskeella 0-32mm. Ulosvetovoiman ja puristimen siirtymän vuorosuhde vertikaalijännityksellä 15-50 kPa.



Kuva 2 Ulosvetokoe. Vahvisteen ankkurikapasiteetin ala- ja ylärajan määrittäminen.

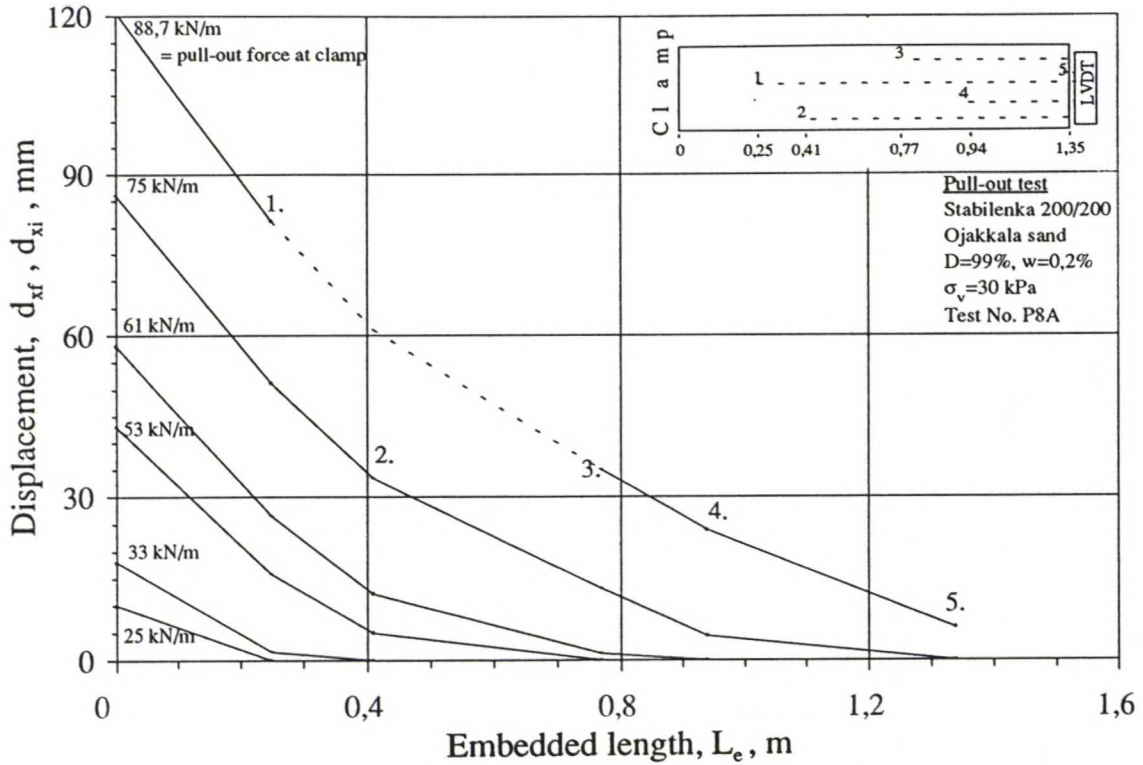


Kuva 1 Ulosvetokoe P7A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen (1-5) siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

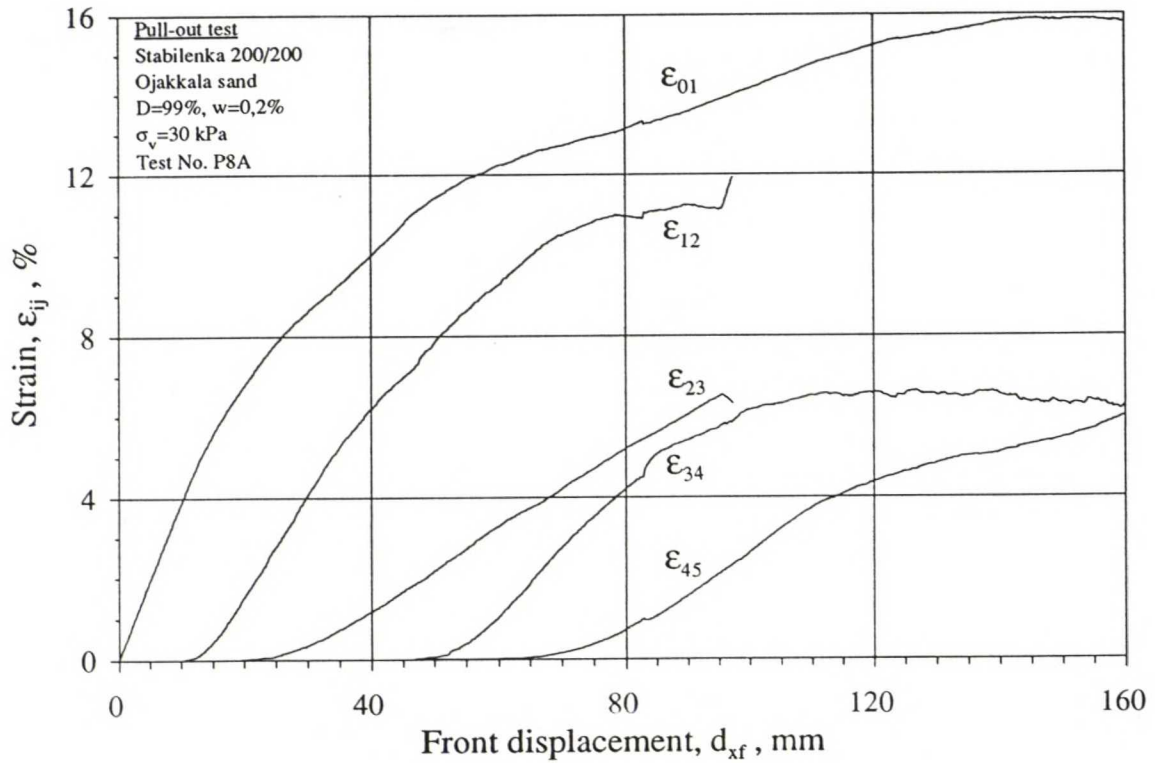


Kuva 2 Ulosvetokoe P7A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte.

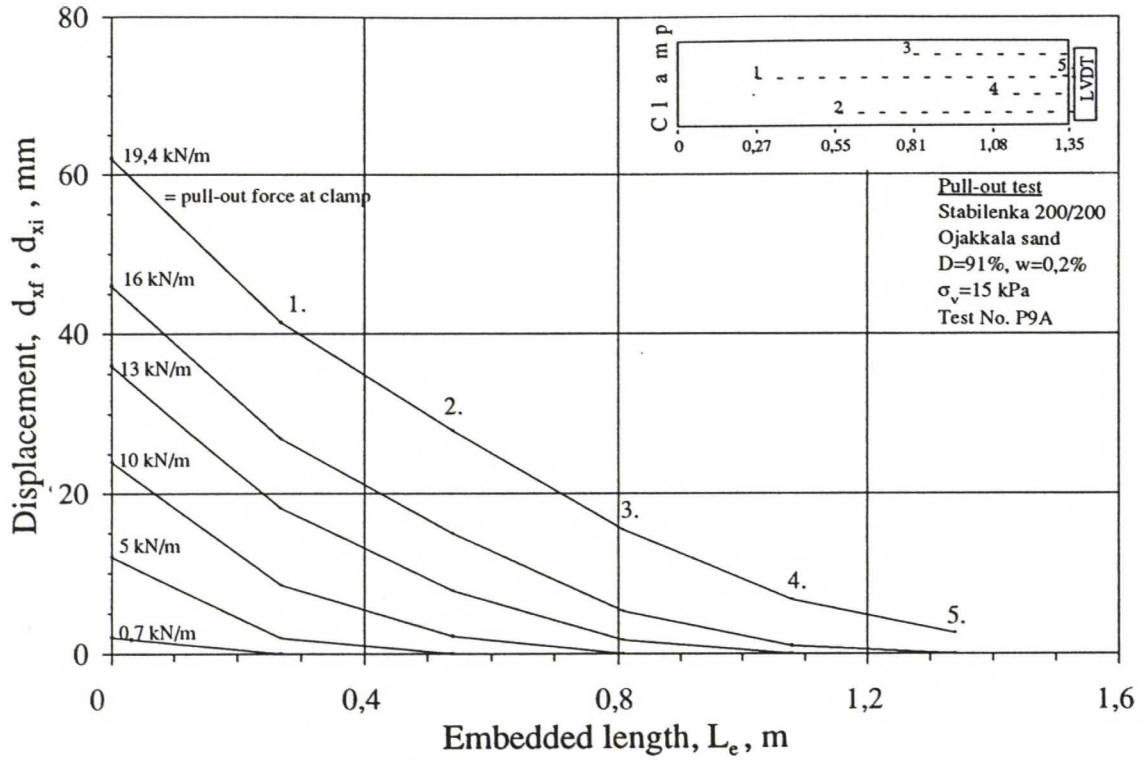




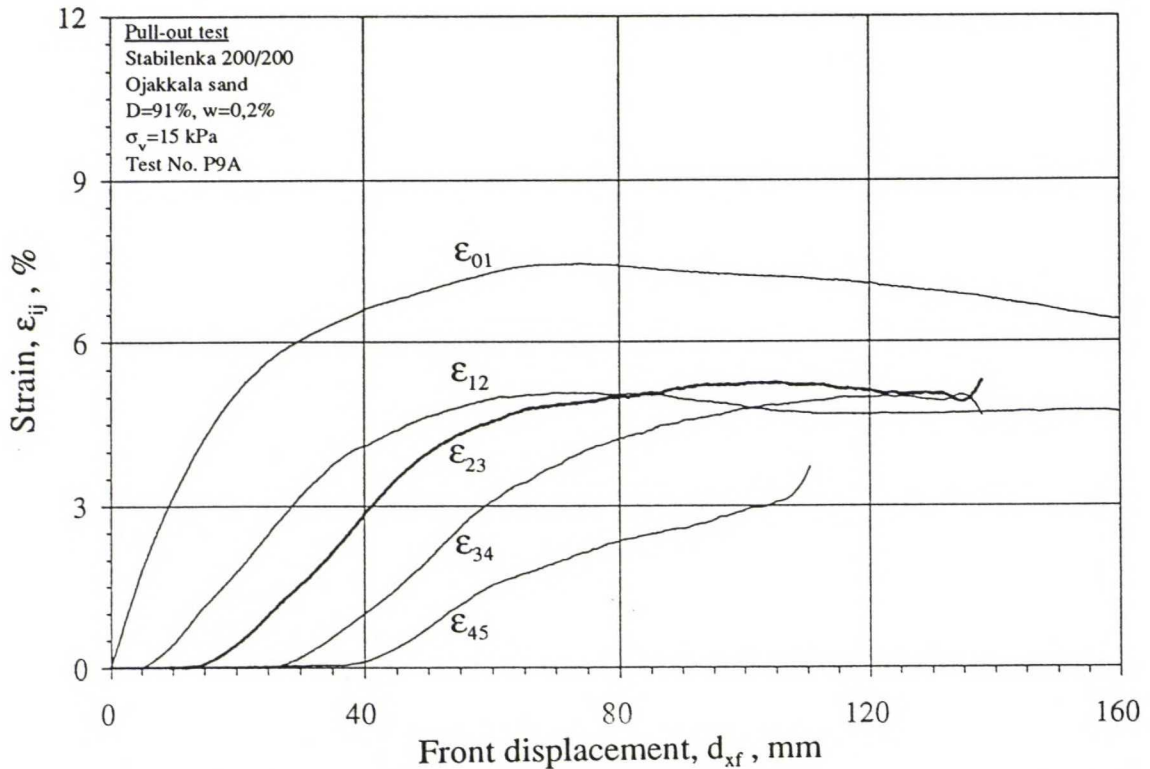
Kuva 1 Ulosvetokoe P8A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Pystyakselilla puristimen ja mitauspisteen (1-5) siirtymä, vaaka-akselilla mitauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mitauspisteiden siirtymät.



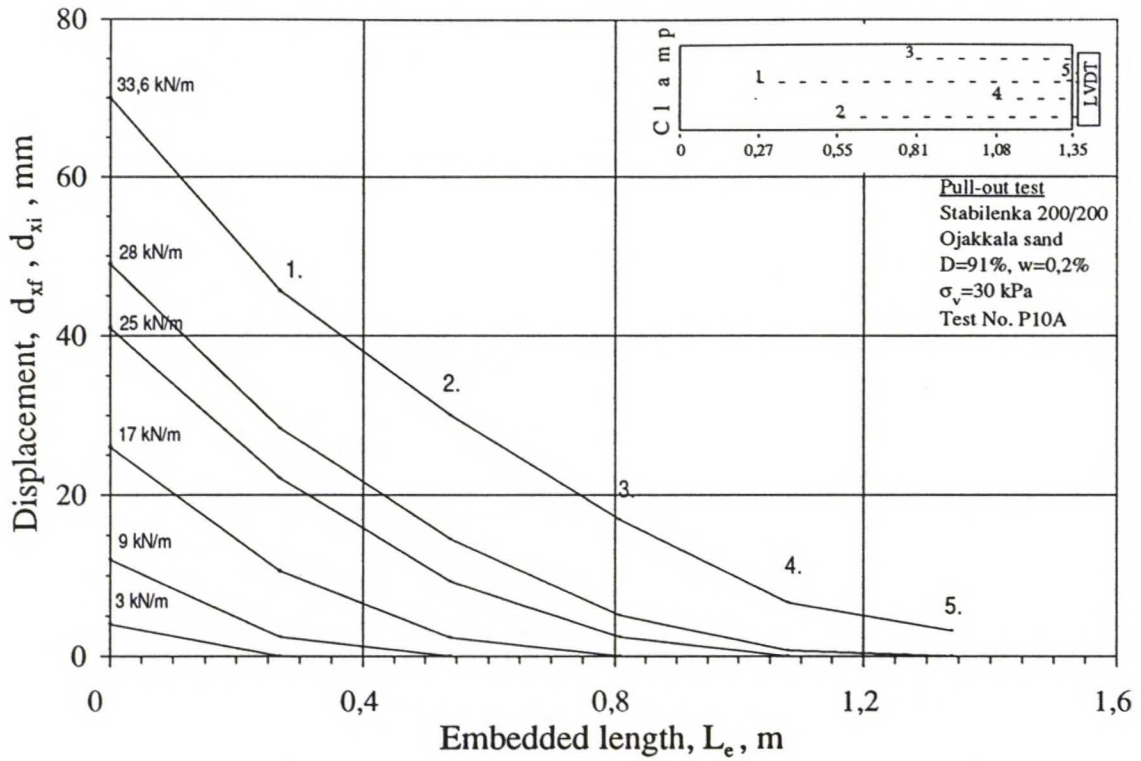
Kuva 2 Ulosvetokoe P8A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



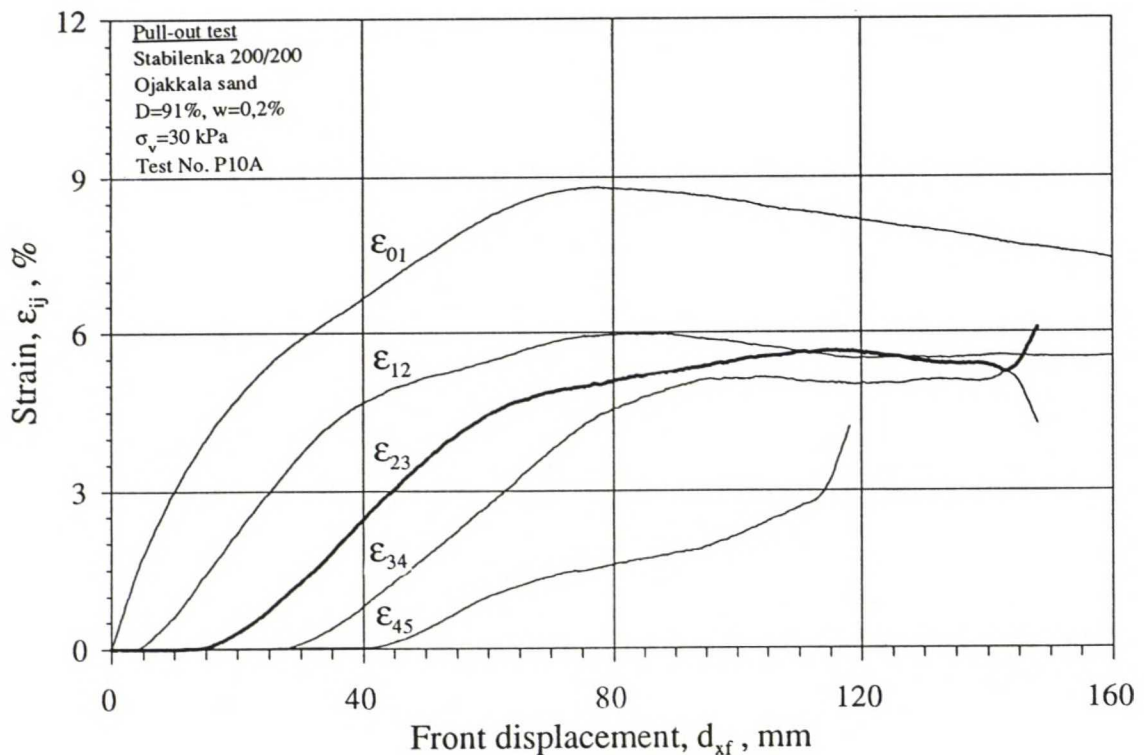
Kuva 1 Ulosvetokoe P9A vahvistekankaalla Stablenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen (1-5) siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.



Kuva 2 Ulosvetokoe P9A vahvistekankaalla Stablenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekkalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.

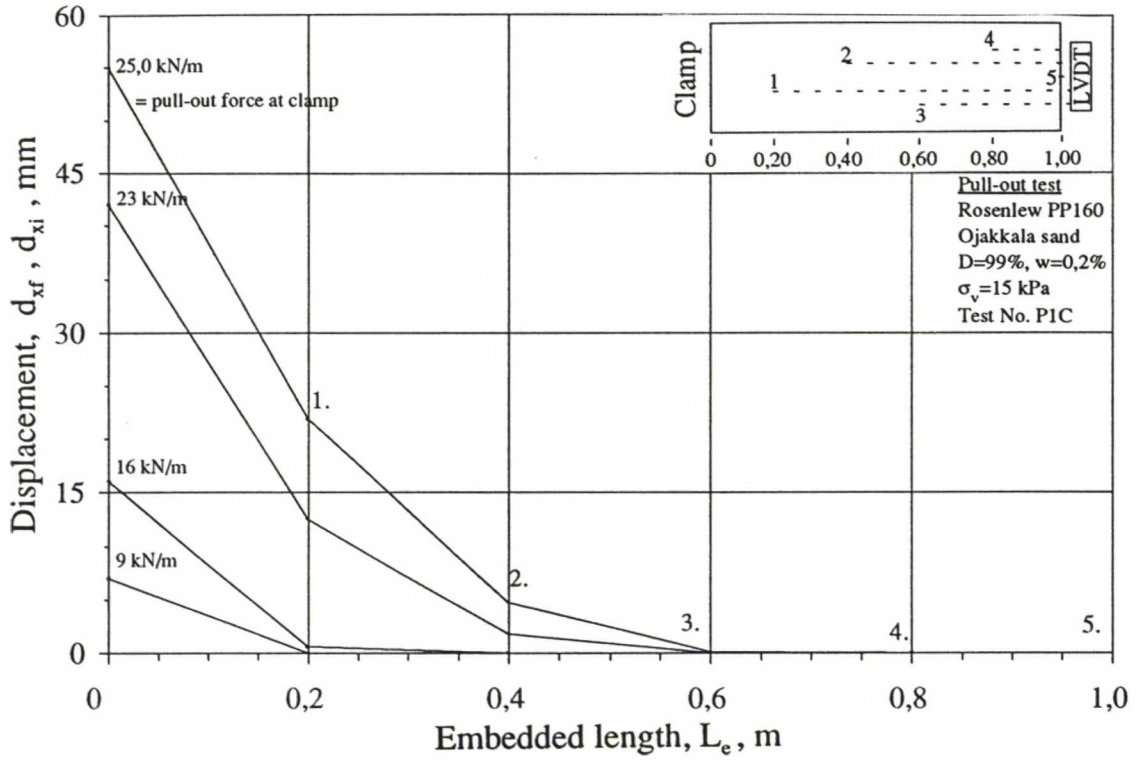


Kuva 1 Ulosvetokoe P10A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen (1-5) siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

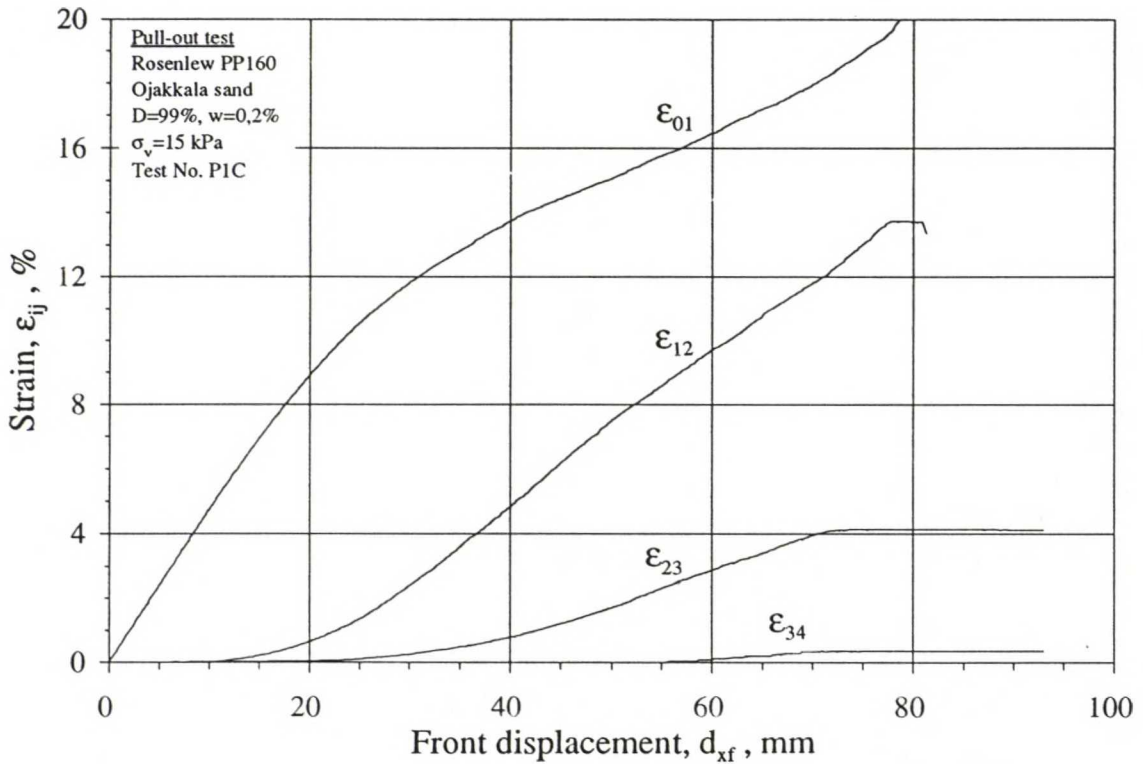


Kuva 2 Ulosvetokoe P10A vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



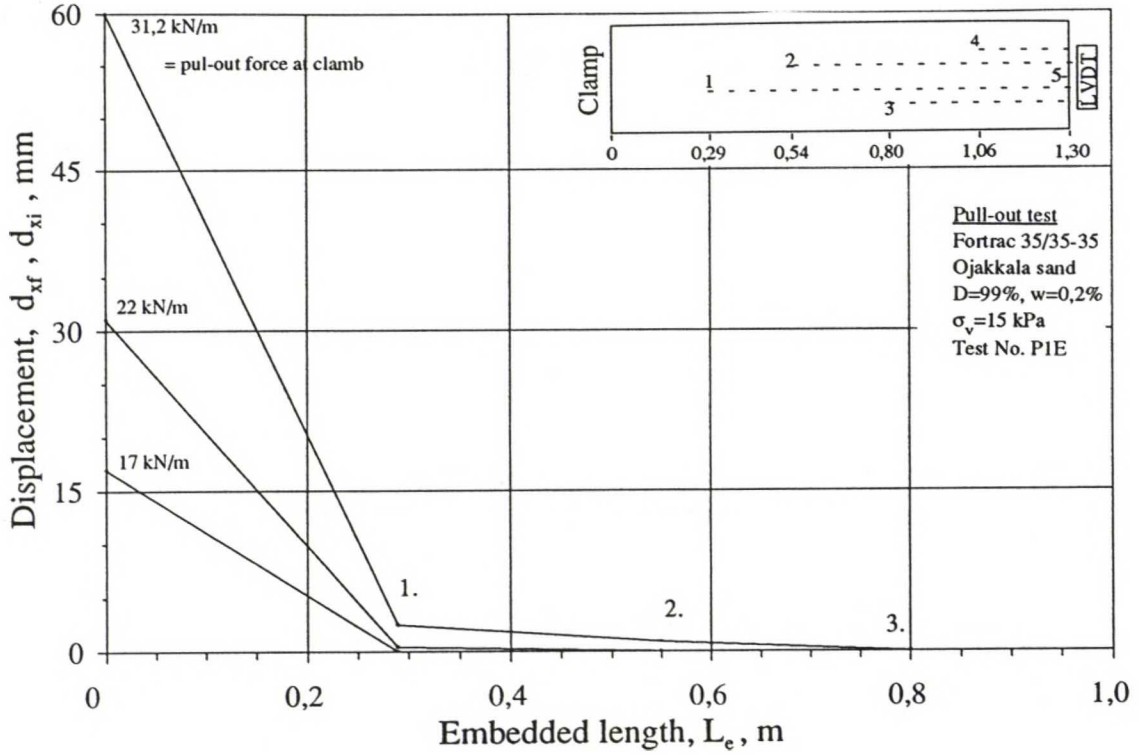


Kuva 1 Ulosvetokoe PIC suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaak akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

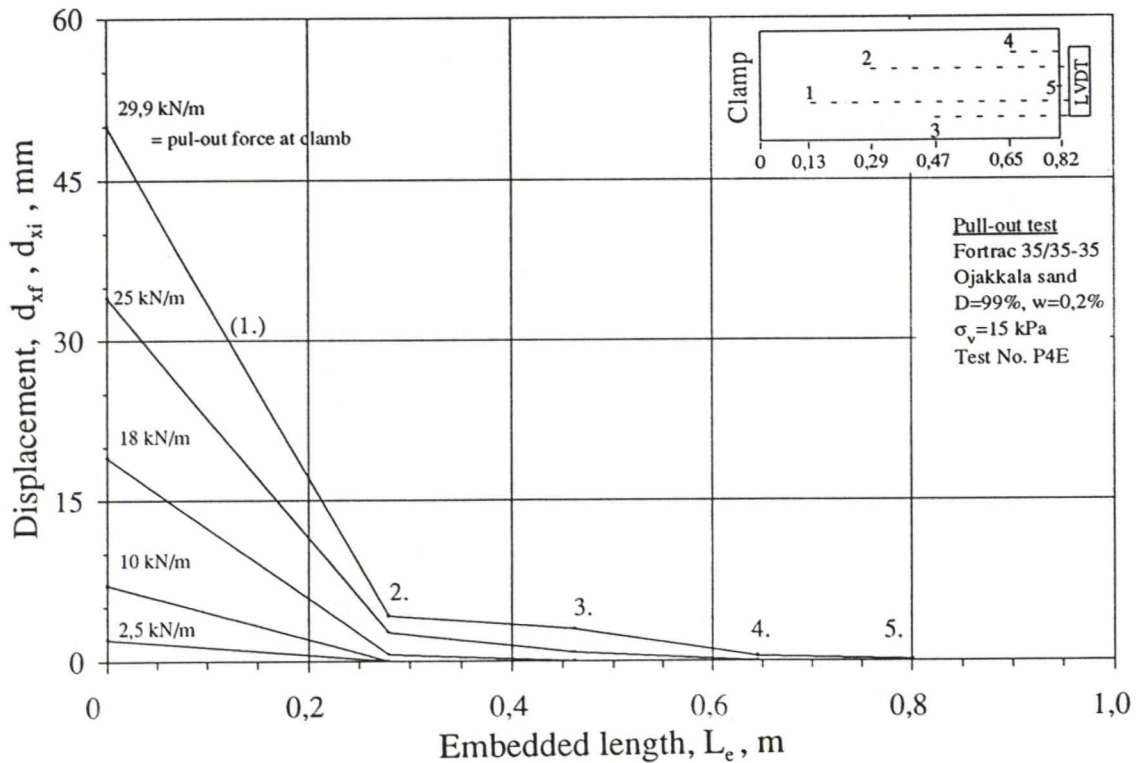


Kuva 2 Ulosvetokoe PIC suursäkkikankaalla Rosenlew PP160 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.

a.

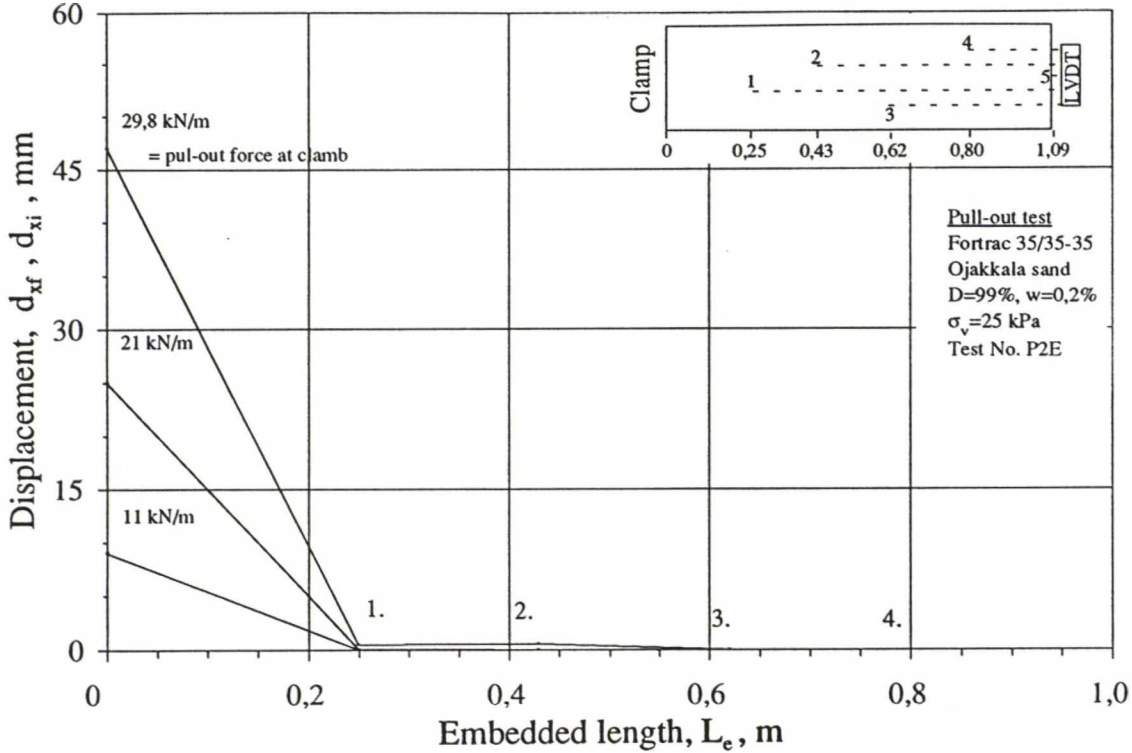


b.

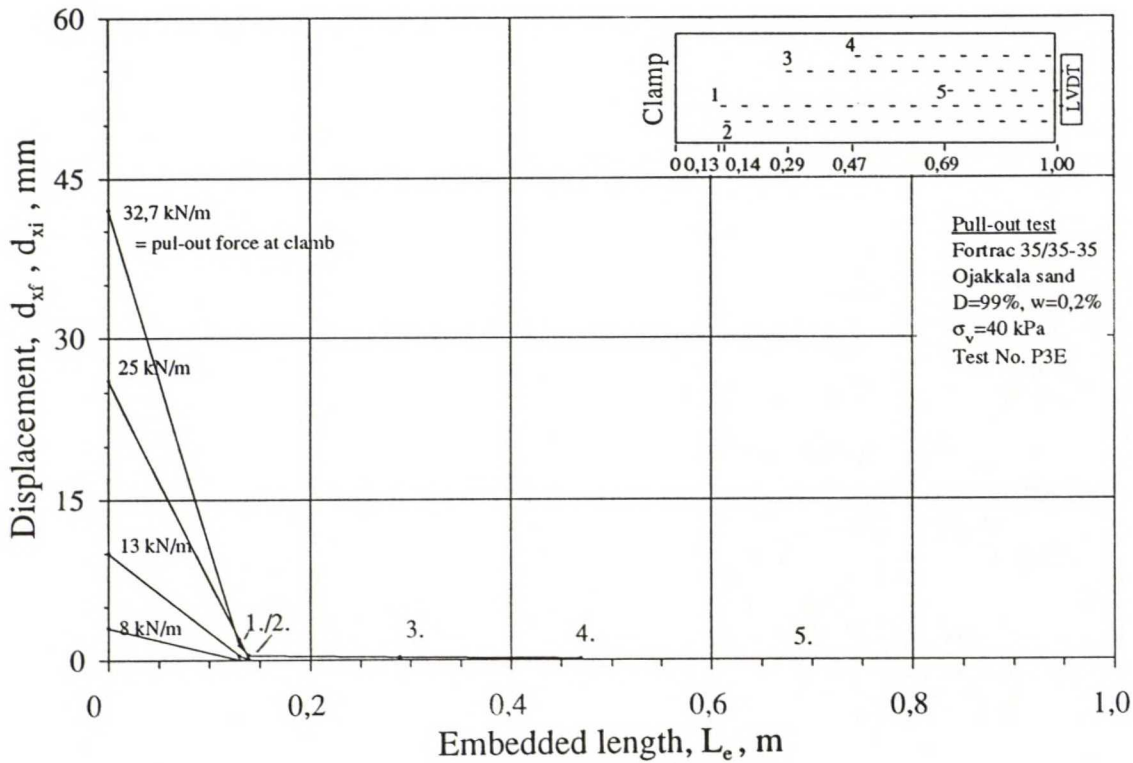


Ulosvetokoe P1E (a) ja P4E (b) vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

a.

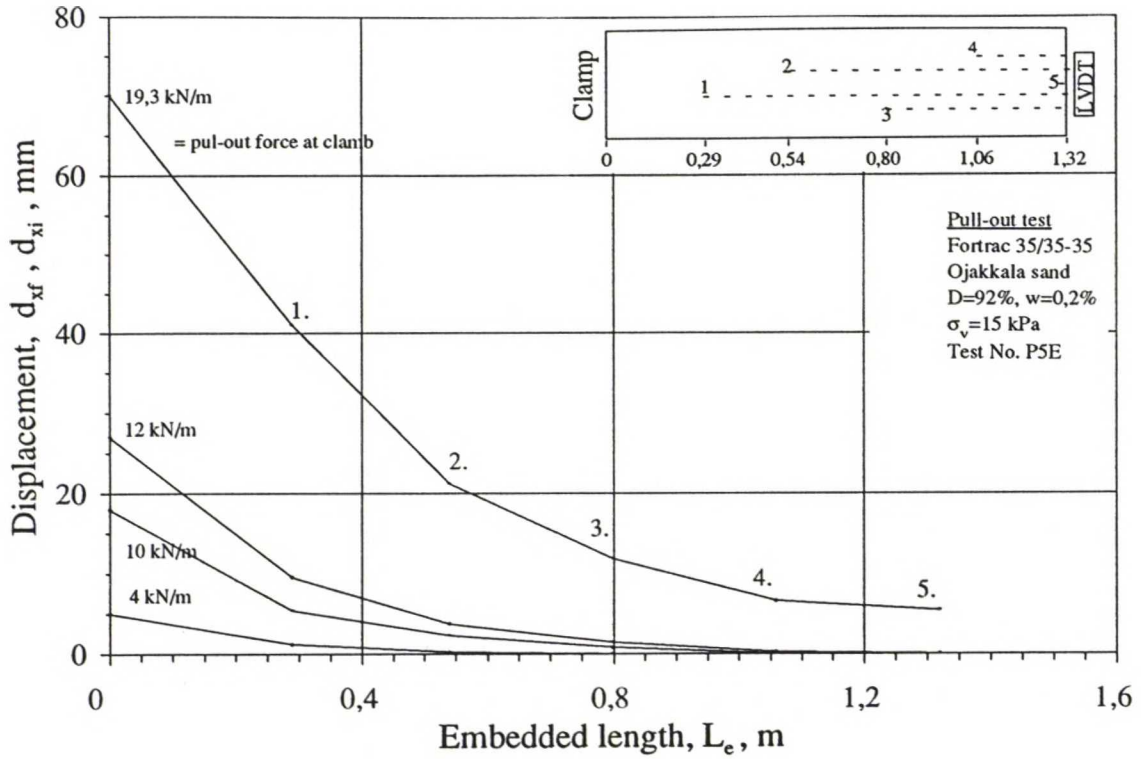


b.

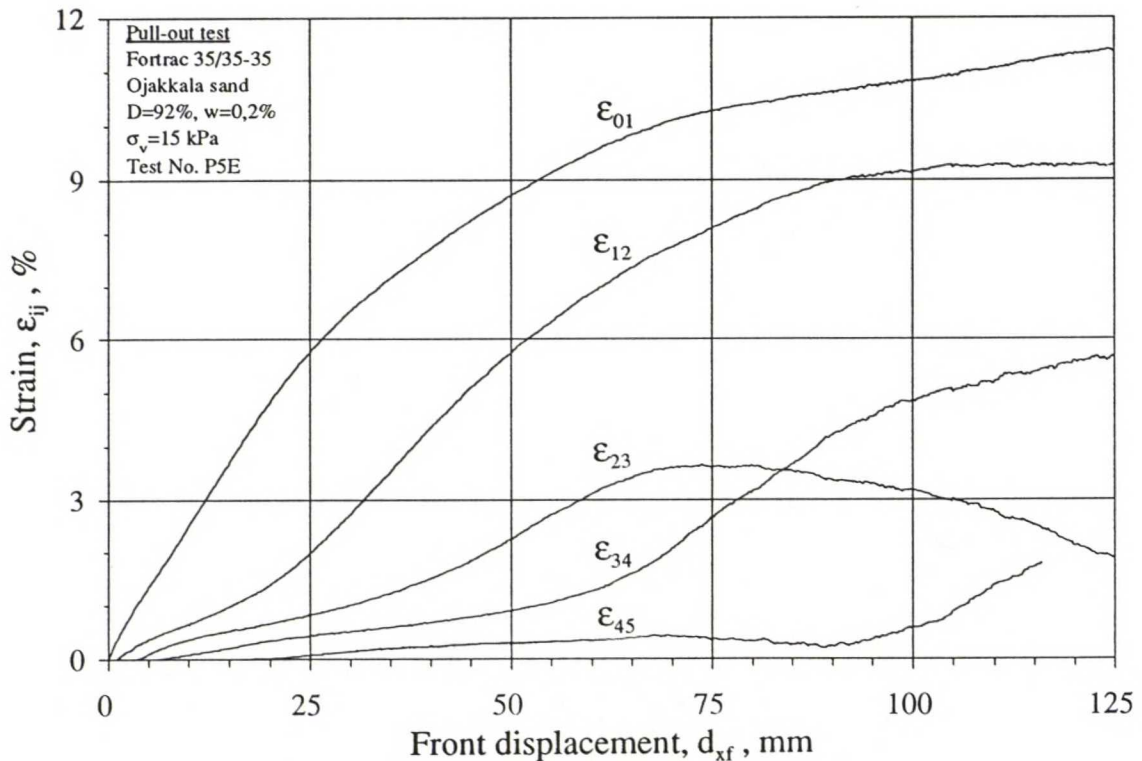


Ulosvetokoe P2E (a) ja P3E (b) vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

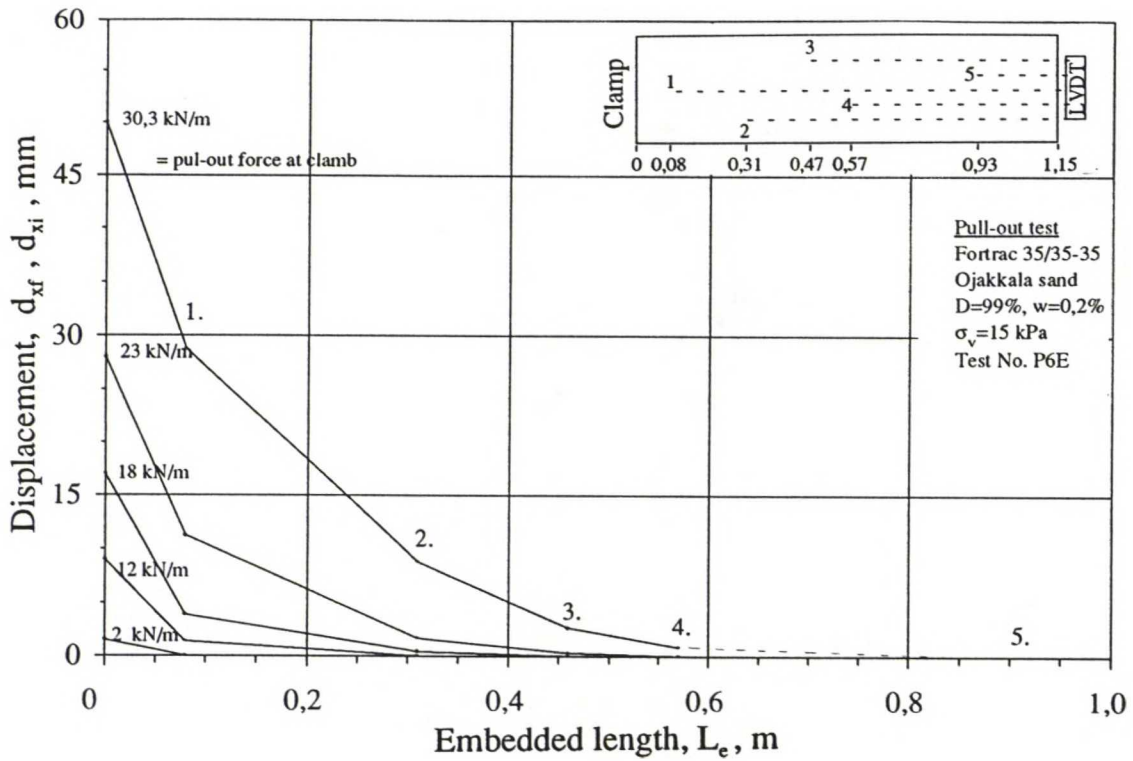




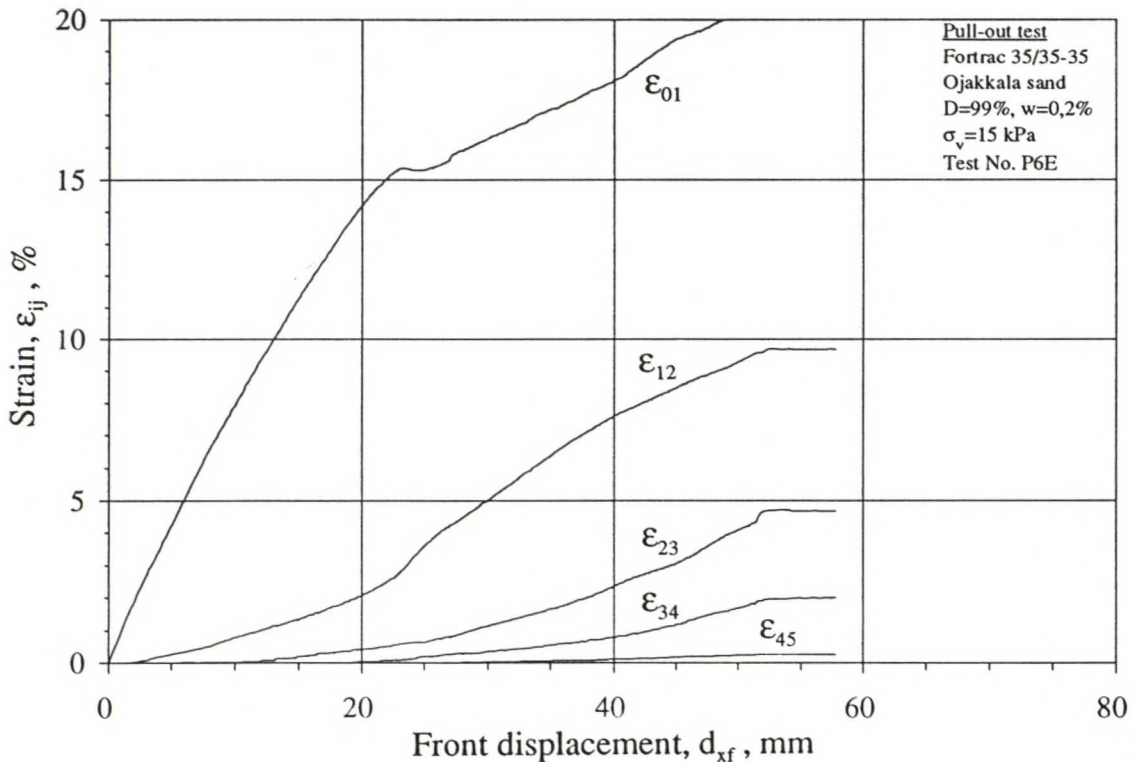
Kuva 1 Ulosvetokoe P5E vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.



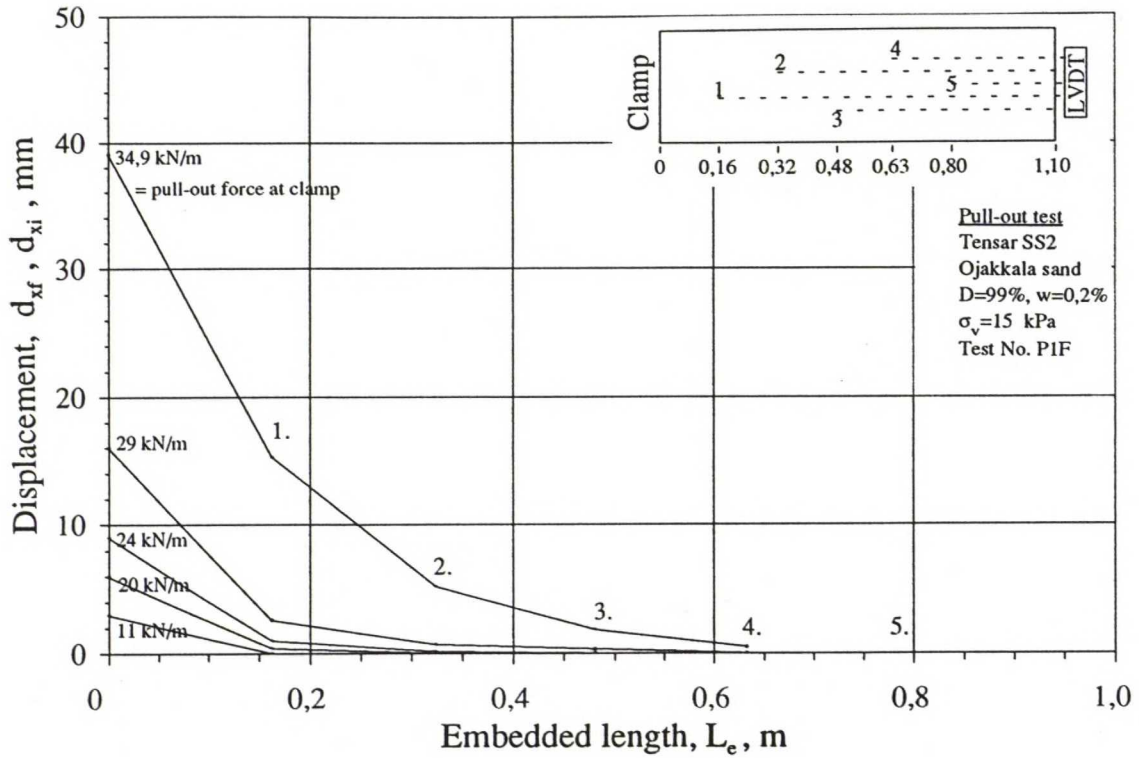
Kuva 2 Ulosvetokoe P5E vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



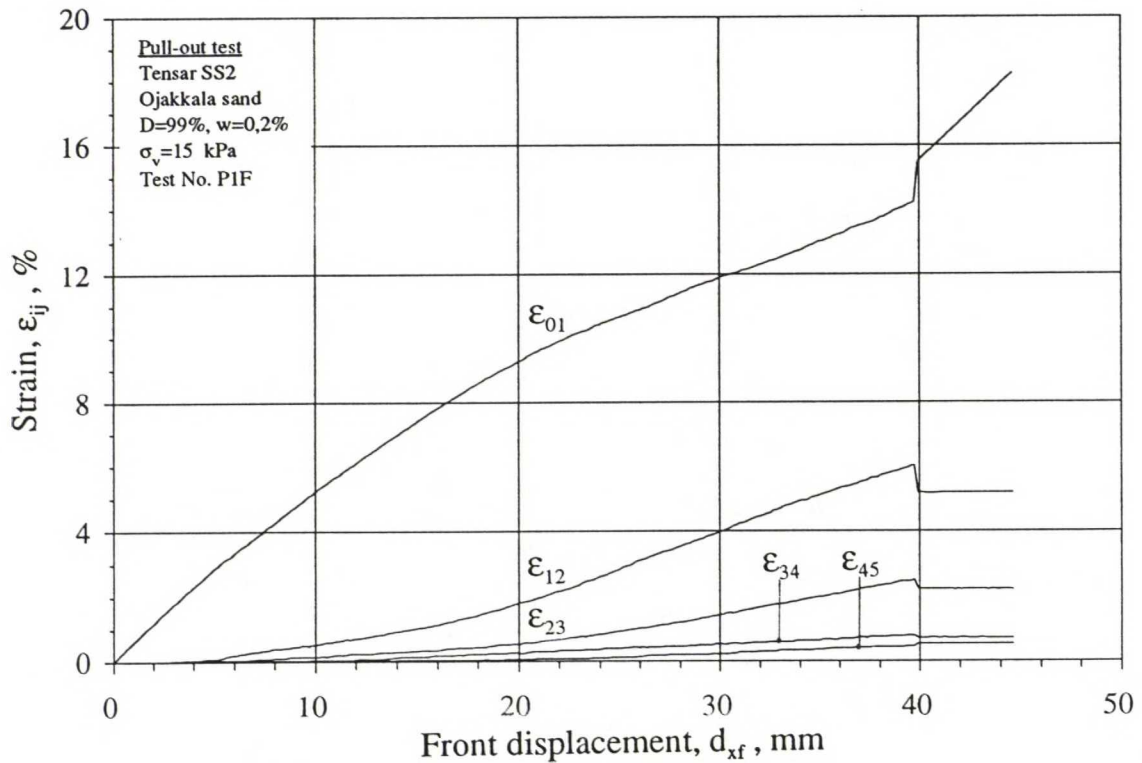
Kuva 1 Ulosvetokoe P6E vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekal-  
la. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen  
etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat  
mittauspisteiden siirtymät.



Kuva 2 Ulosvetokoe P6E vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä Ojakkalan hiekal-  
la. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuo-  
rosuhde.

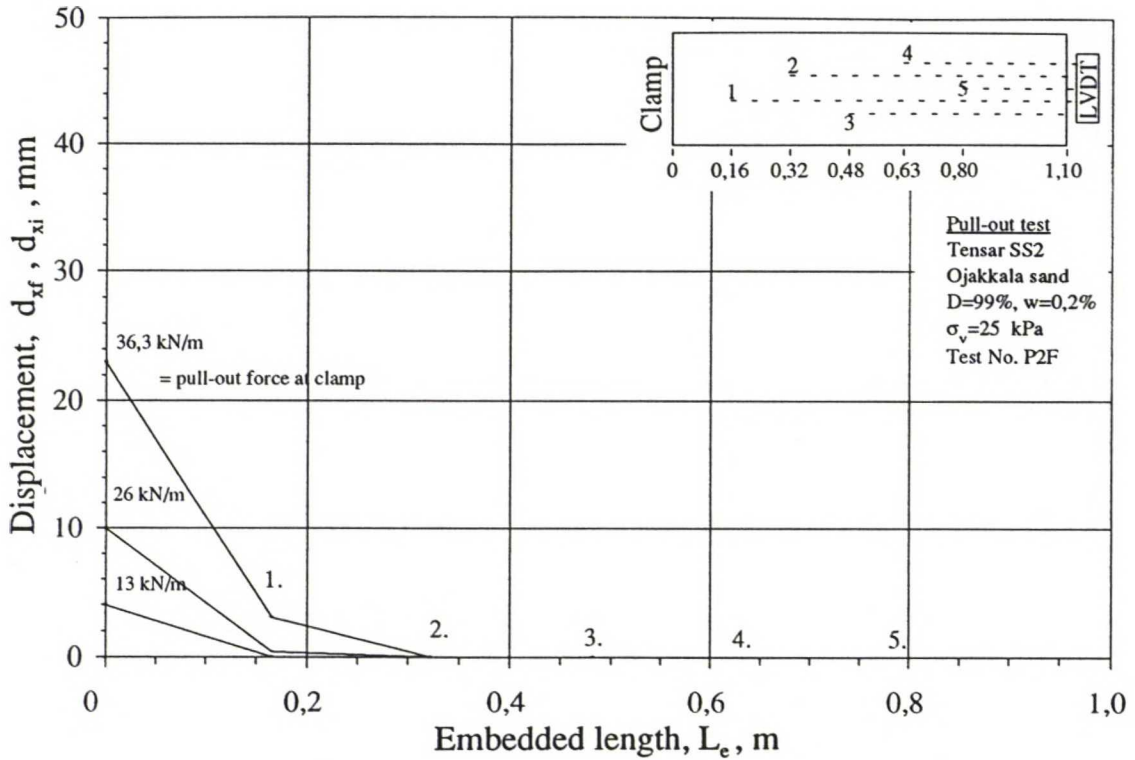


Kuva 1 Ulosvetokoe PIF vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

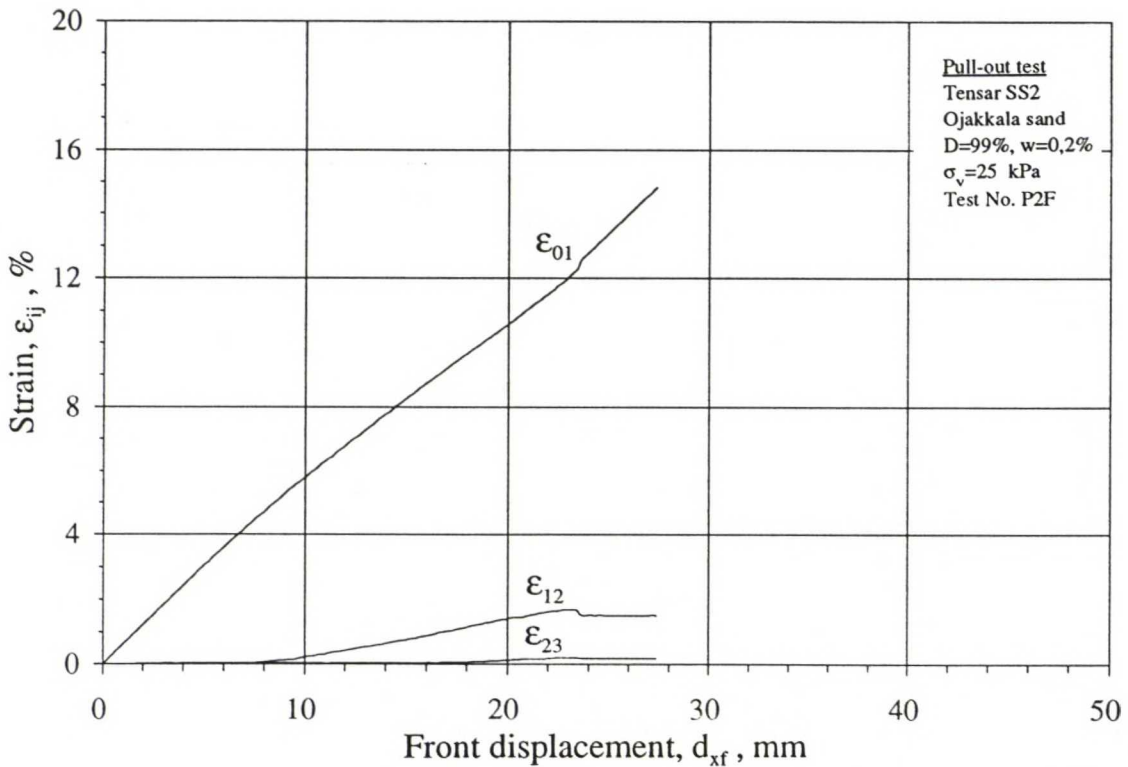


Kuva 2 Ulosvetokoe PIF vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.

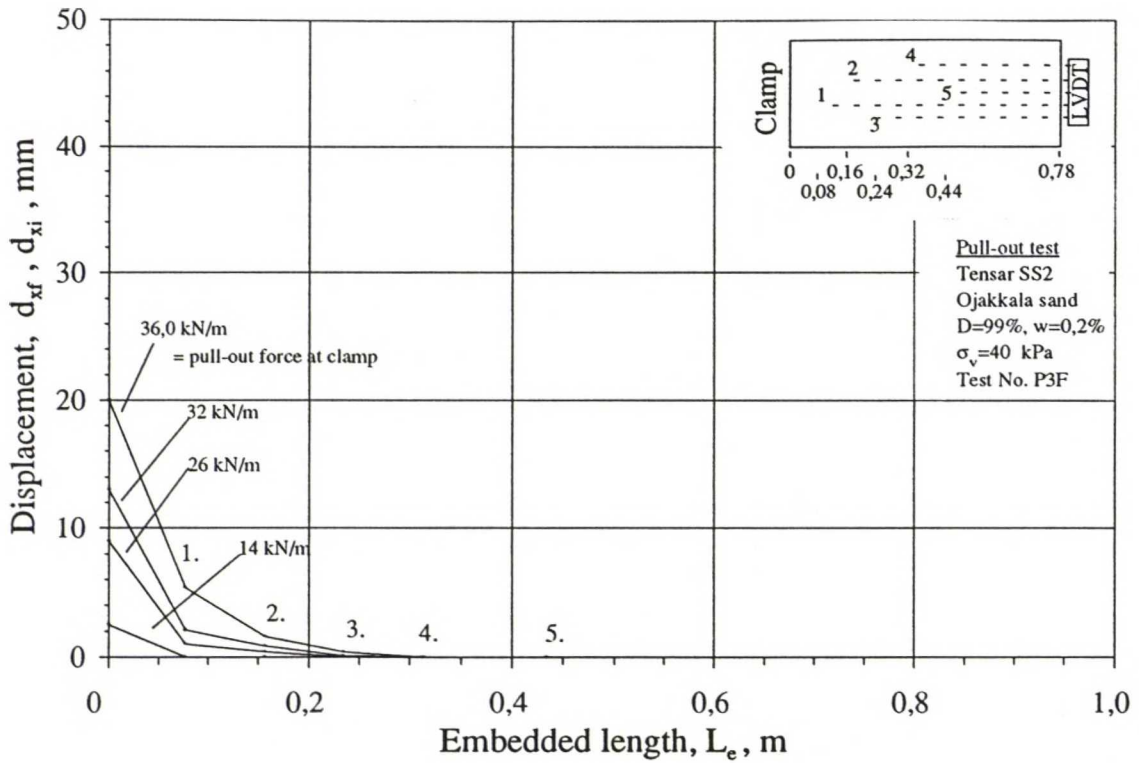




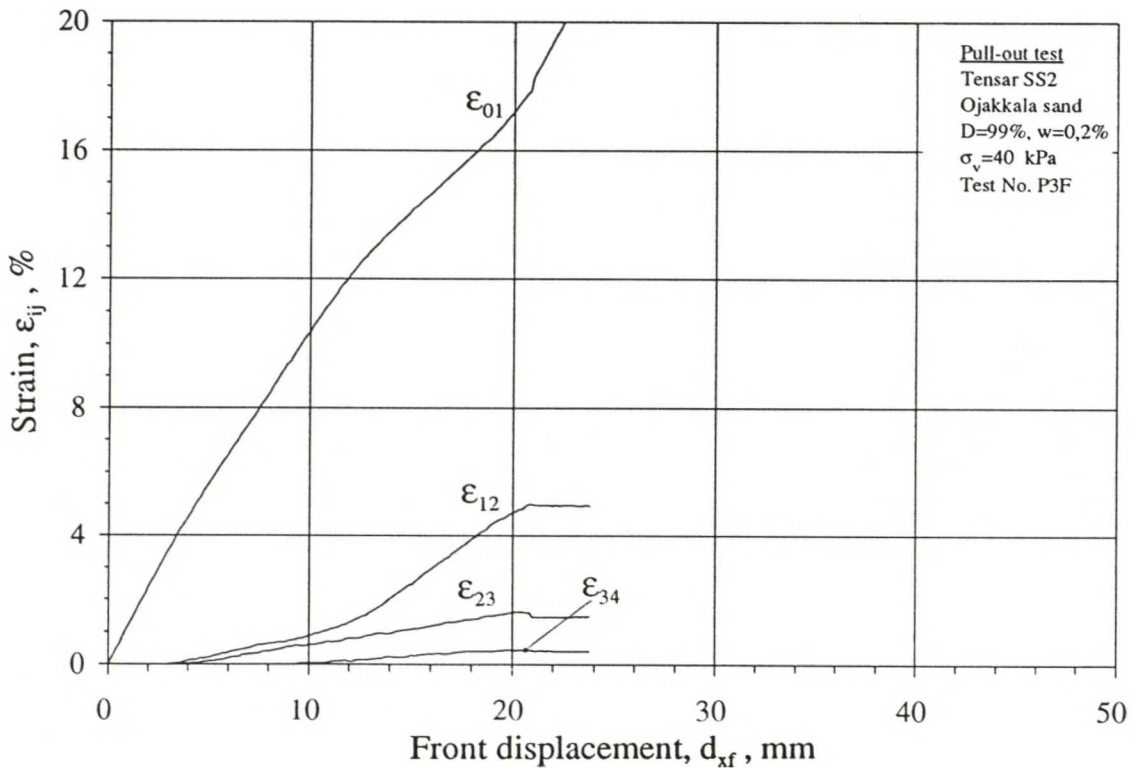
Kuva 1 Ulosvetokoe P2F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.



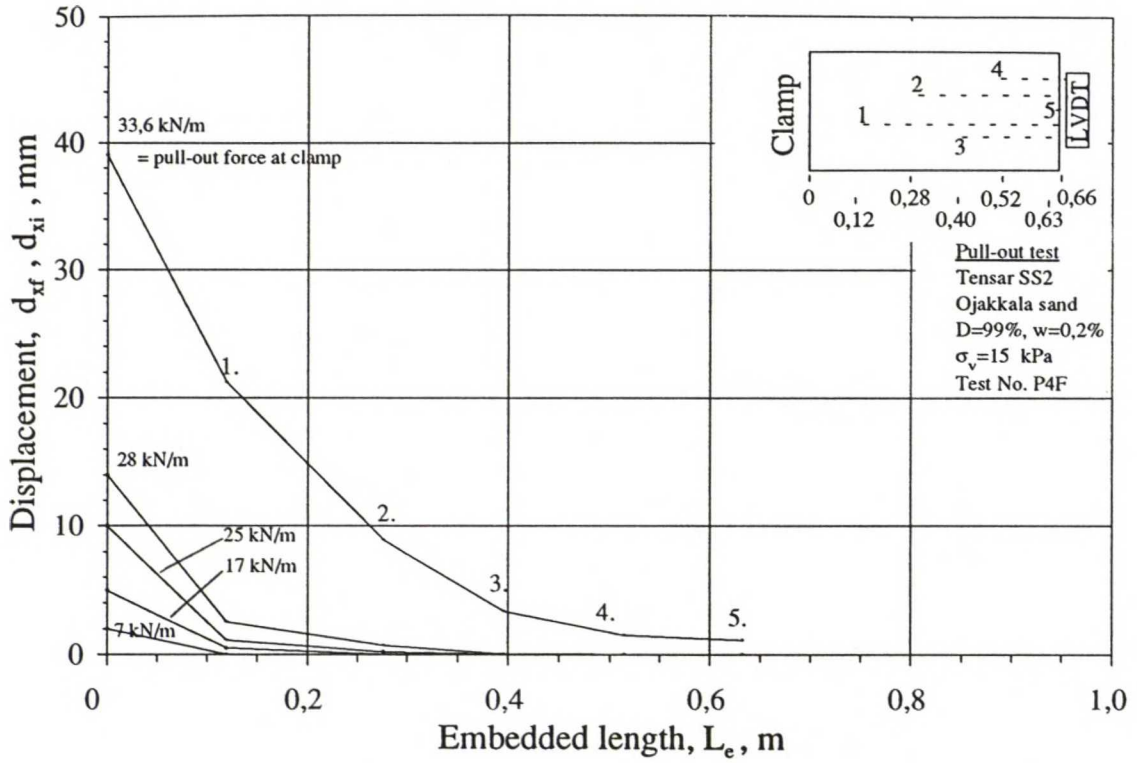
Kuva 2 Ulosvetokoe P2F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



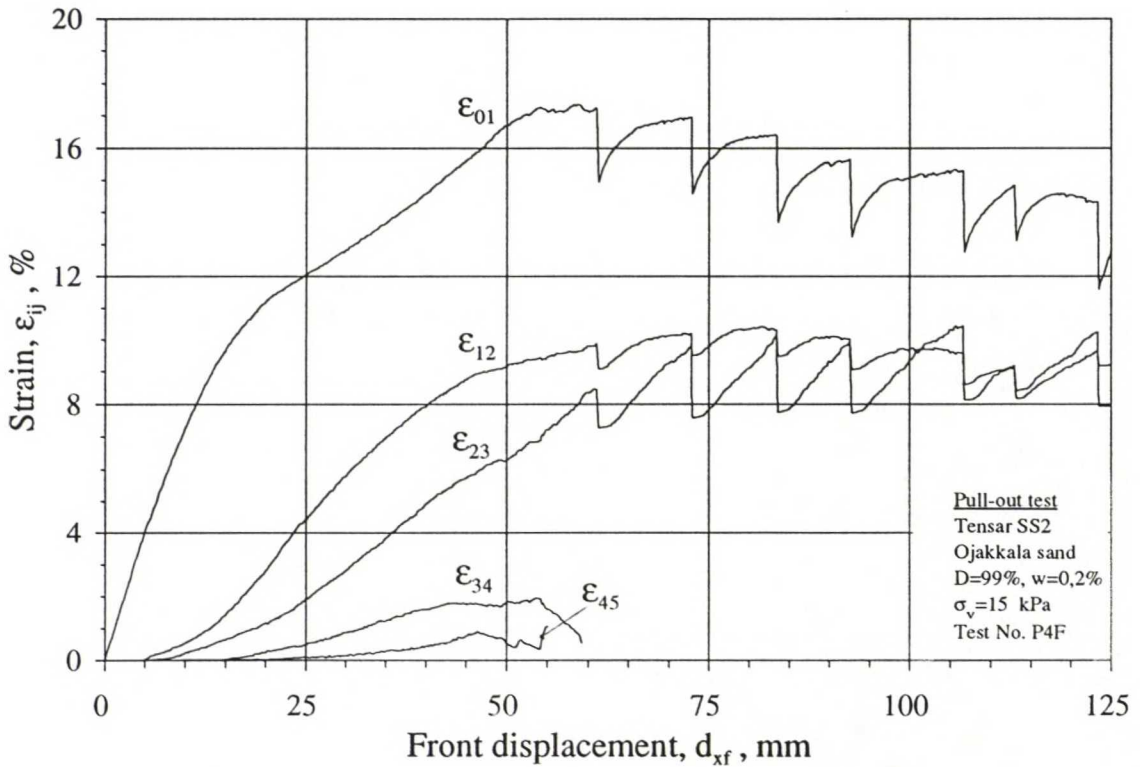
Kuva 1 Ulosvetokoe P3F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.



Kuva 2 Ulosvetokoe P3F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte.

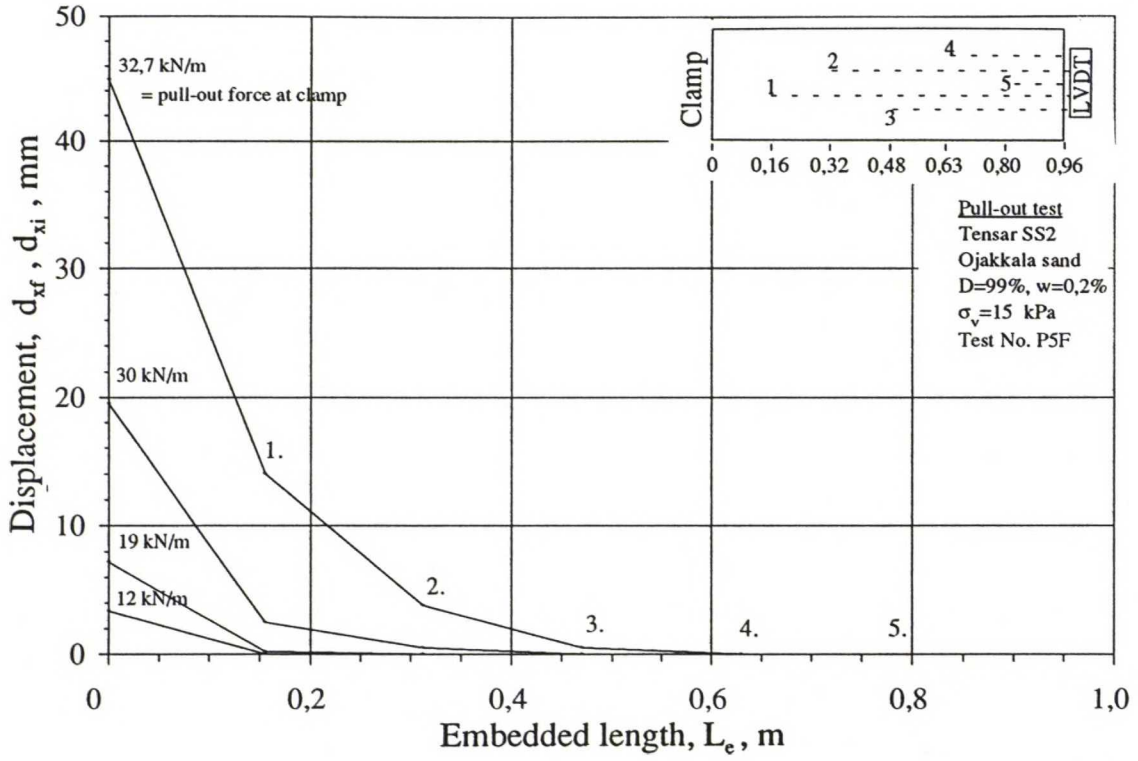


Kuva 1 Ulosvetokoe P4F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

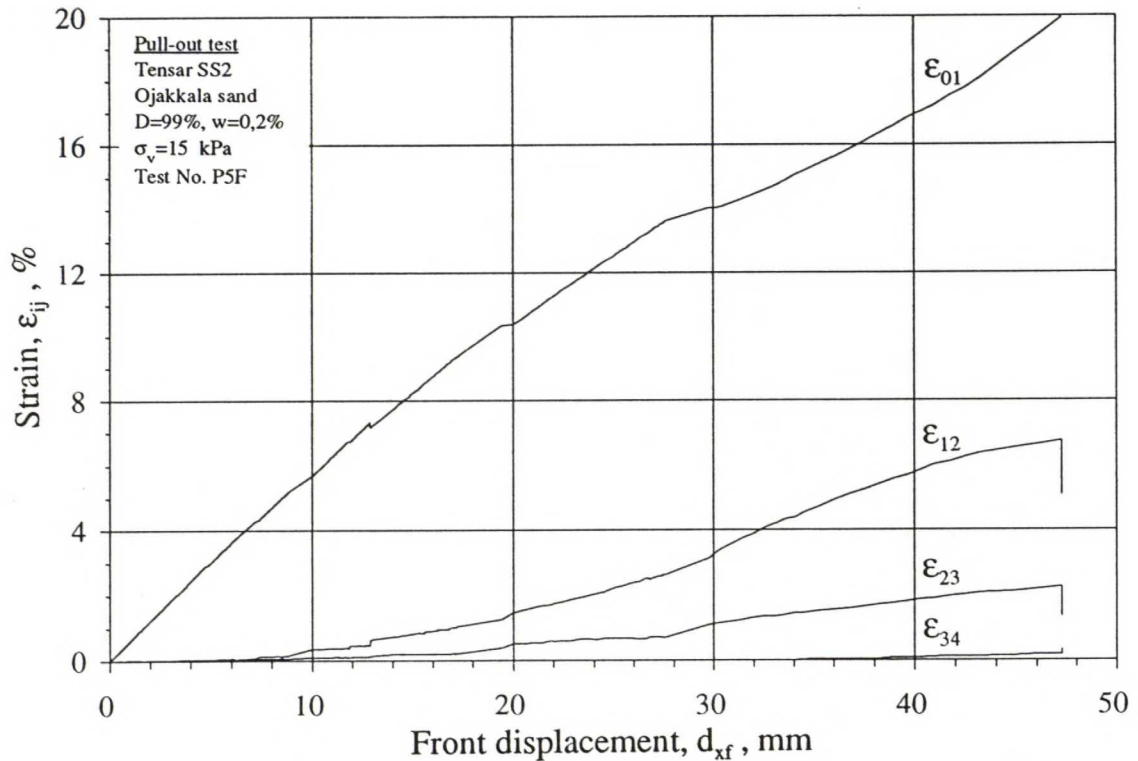


Kuva 2 Ulosvetokoe P4F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte.

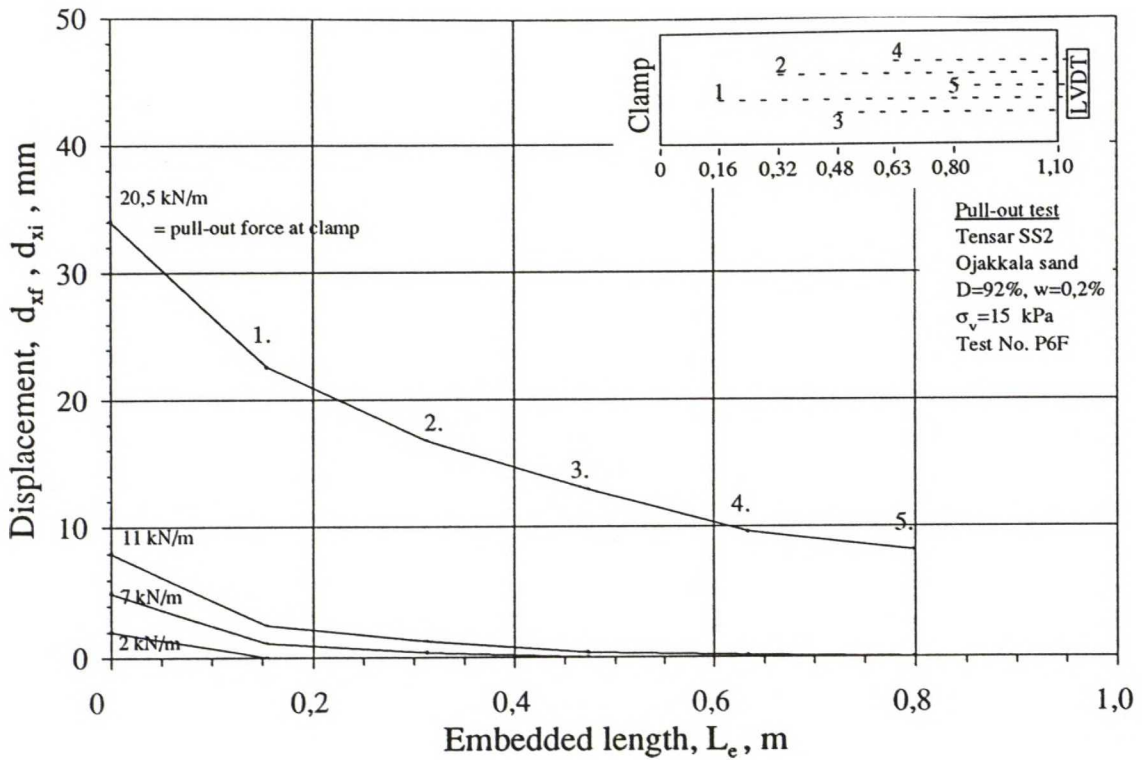




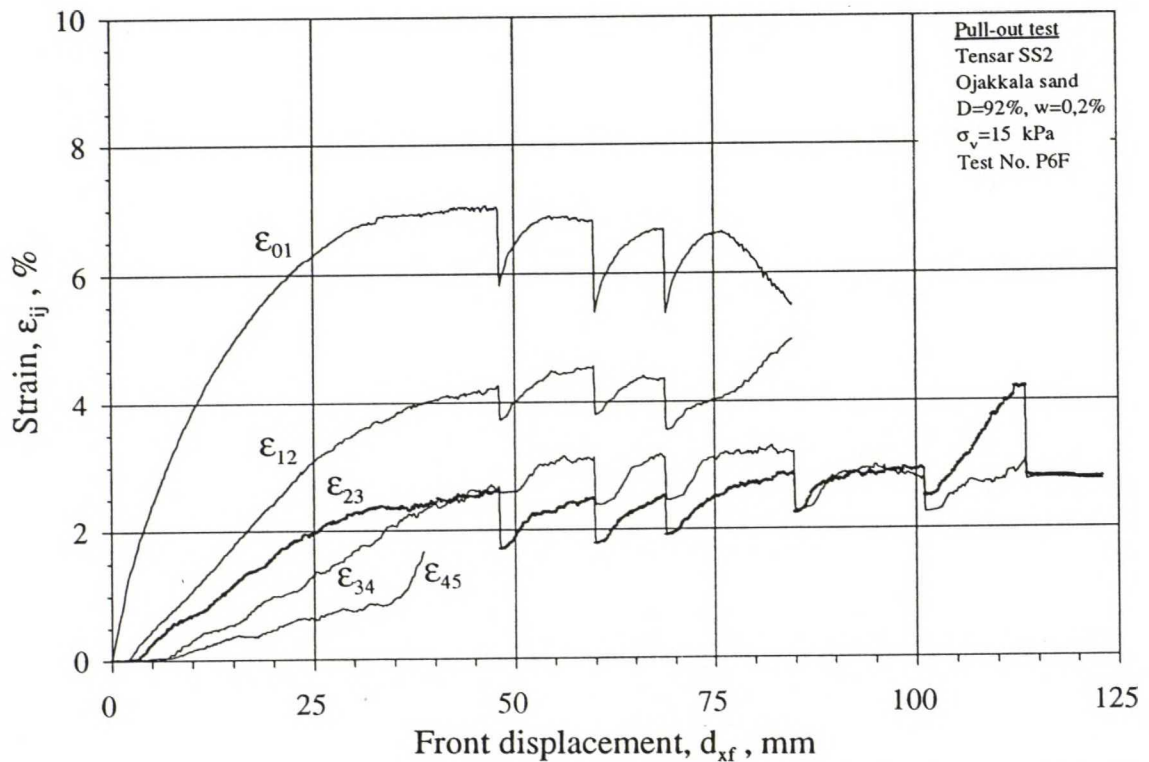
Kuva 1 Ulosvetokoe P5F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mitauspisteiden siirtymät.



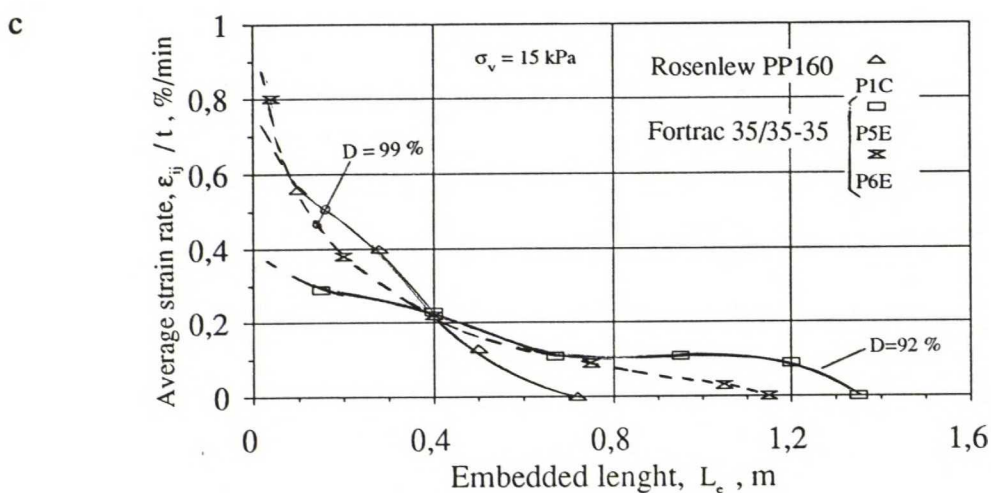
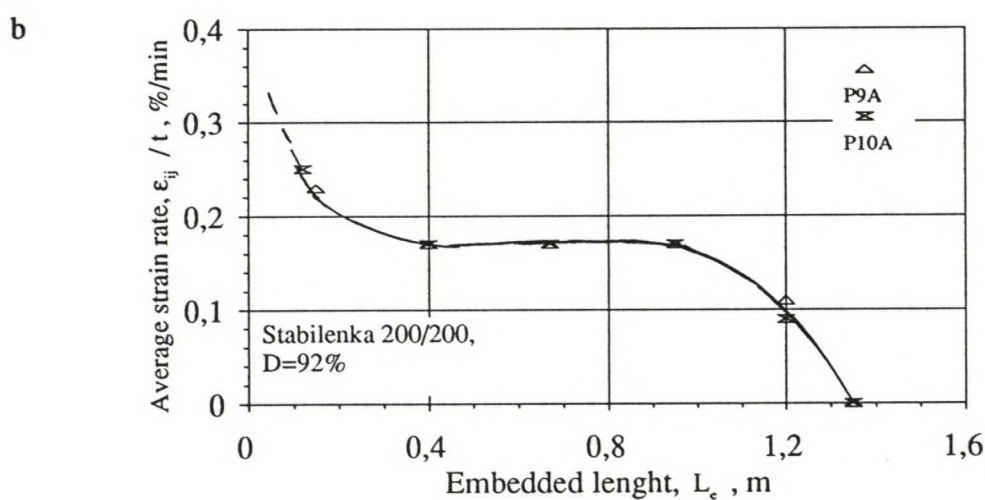
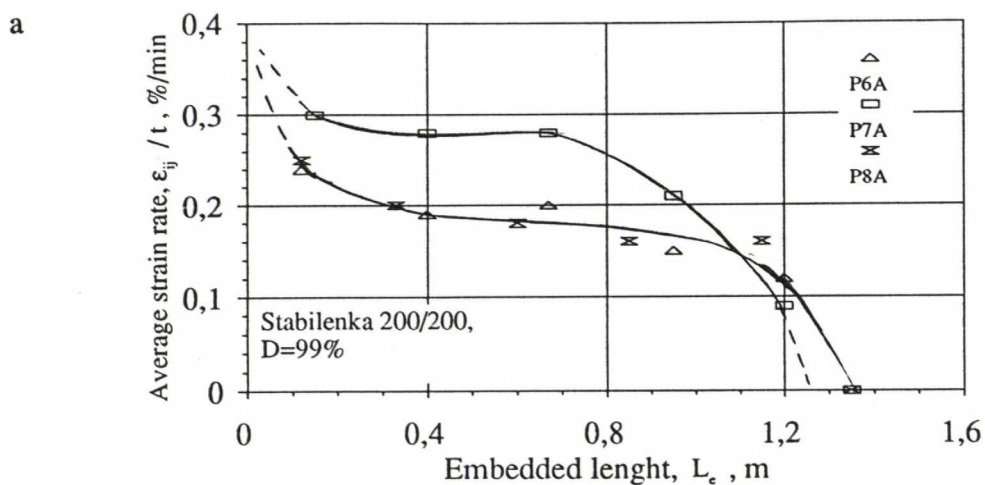
Kuva 2 Ulosvetokoe P5F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja tiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



Kuva 1 Ulosvetokoe P6F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Pystyakselilla puristimen ja mittauspisteen siirtymä, vaaka-akselilla mittauspisteen etäisyys puristimesta. Siirtymähavaintoja yhdistävällä viivalla ulosvetovoimaa vastaavat mittauspisteiden siirtymät.

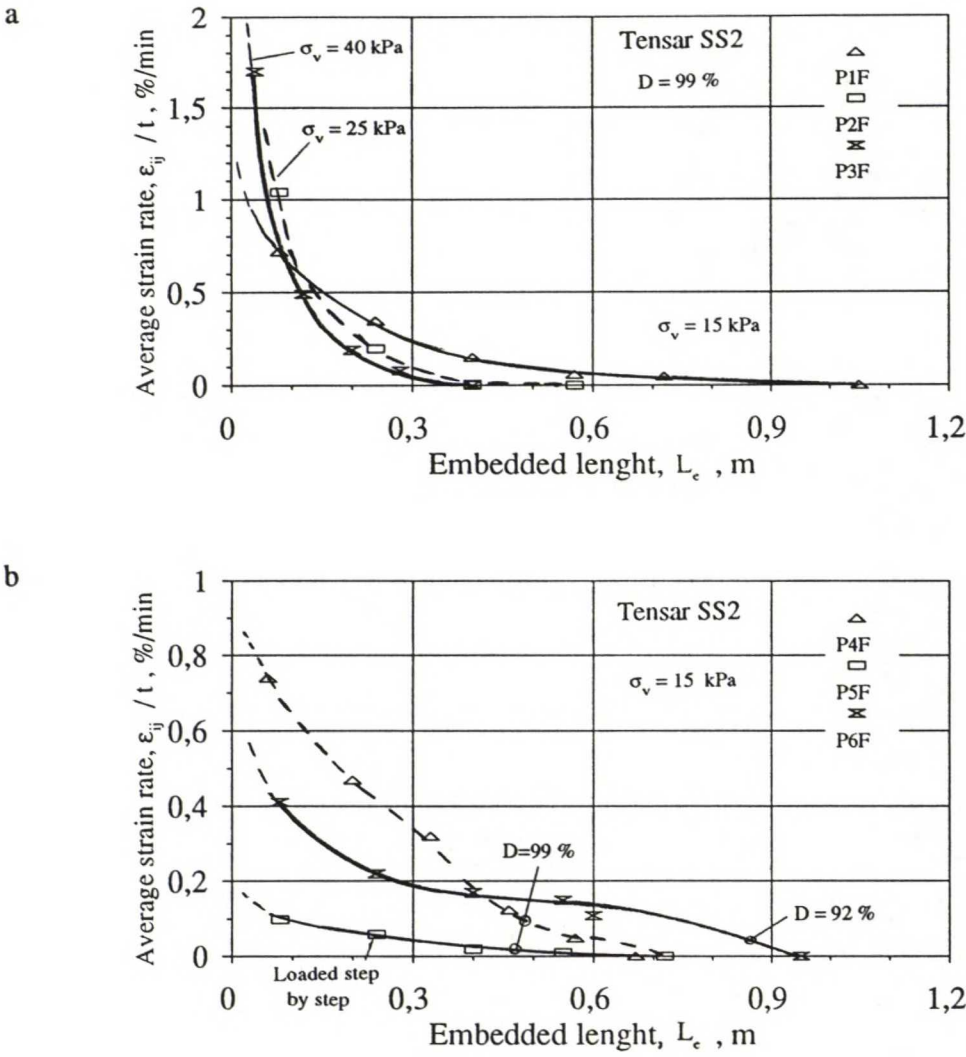


Kuva 2 Ulosvetokoe P6F vahvisteverkolla Tensar SS2 ja keskitiiviillä Ojakkalan hiekalla. Mittauspisteiden välisen suhteellisen muodonmuutoksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde.



Ulosvetokoe. Keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus vahvisteissa kokeen alusta suurimpaan ulosvetovoimaan. a ja b Vahvistekangas Stabilenka 200/200. c Suursäkkikangas Rosenlew PP160 ja vahvisteverkko Fortrac 35/35-35.



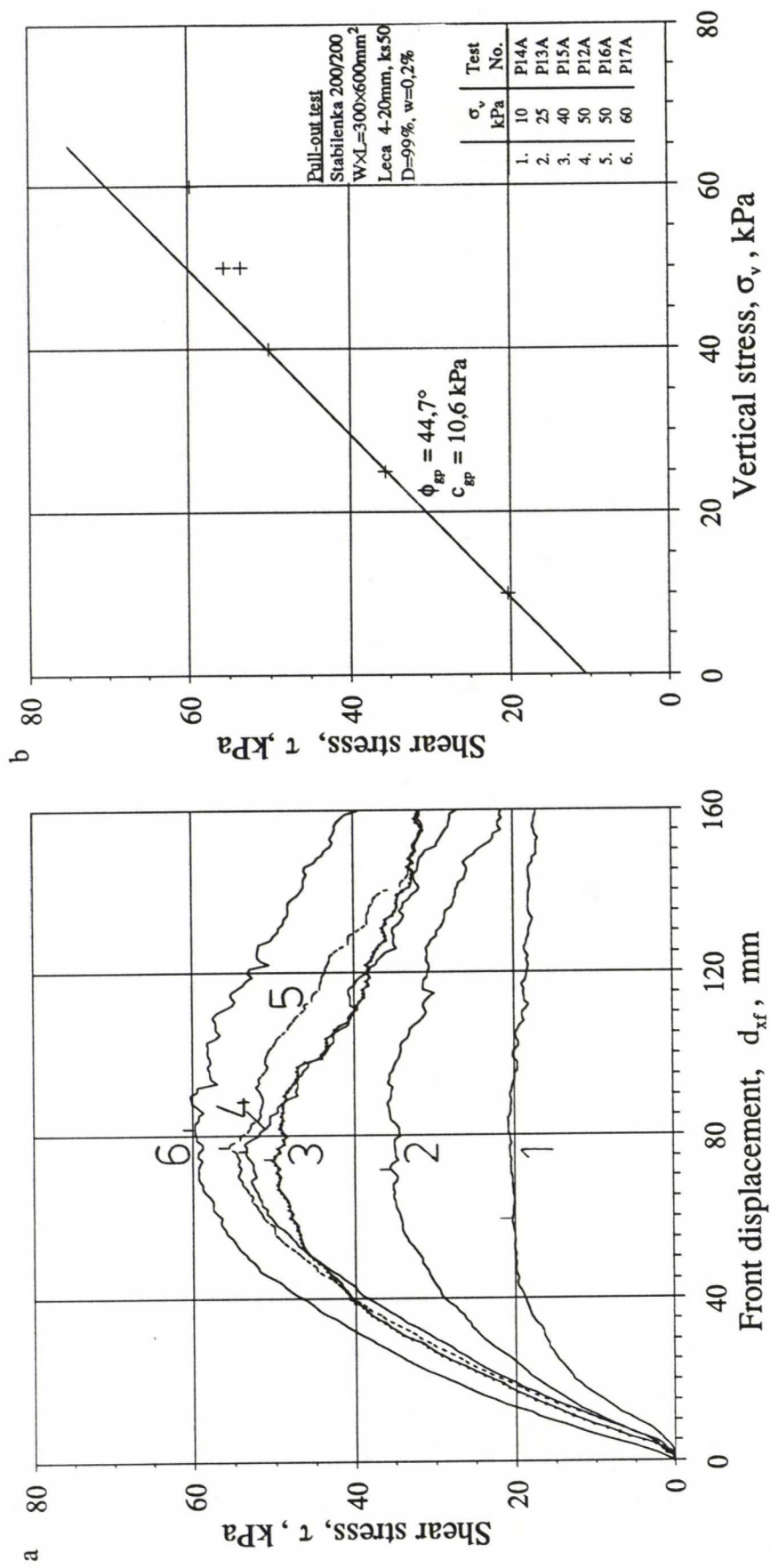


Kuva 1 Ulosvetokoe. Keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus vahvisteverkossa Tensar SS2 kokeen alusta suurimpaan ulosvetovoimaan.

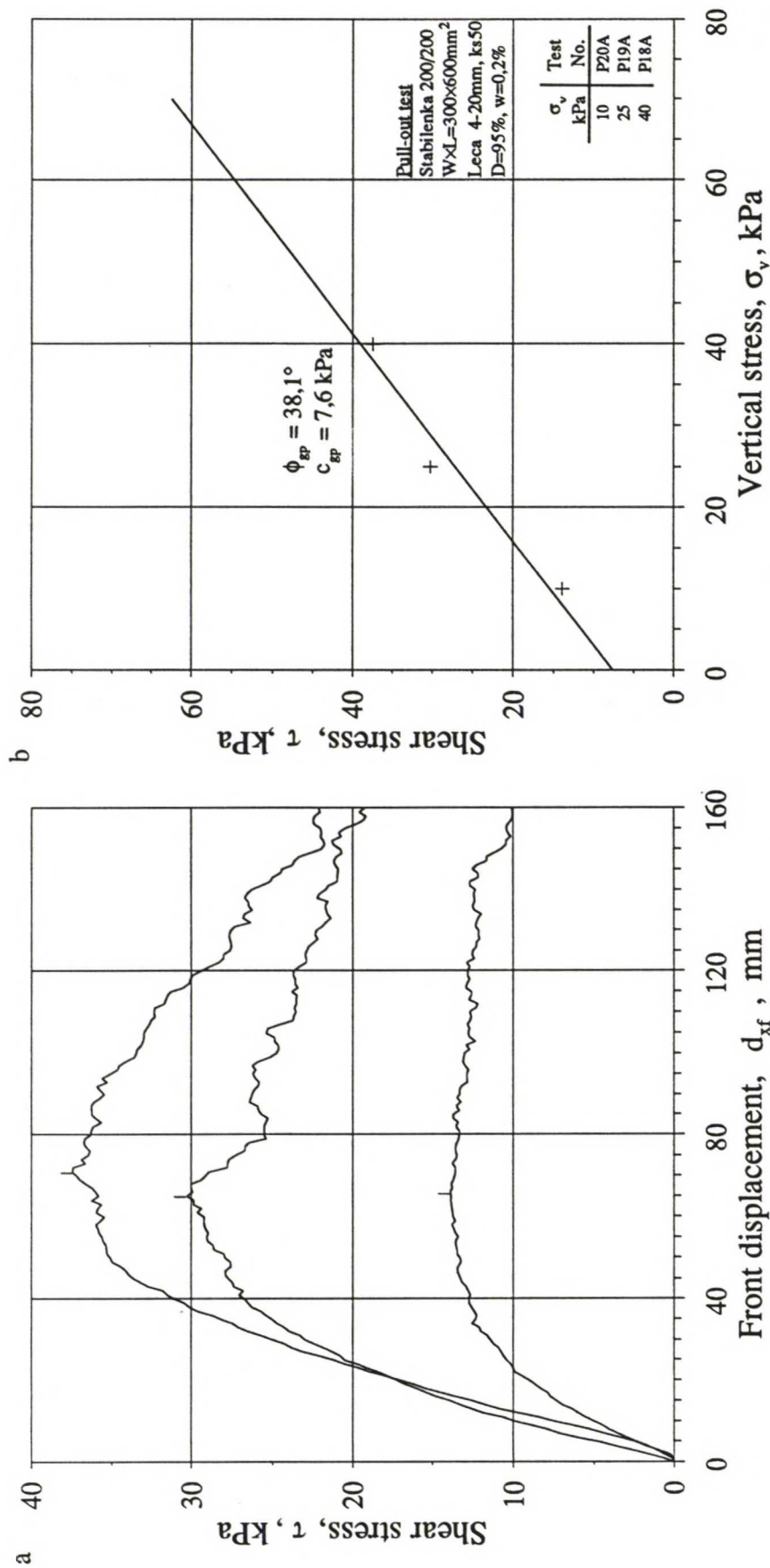
Taulukko 1 Ulosvetokoe. Koekappaleen toimivan pituuden keskimääräinen suhteellinen muodonmuutosnopeus ja suhteellinen muodonmuutos kokeen alusta suurimpaan ulosveto-voimaan. Taulukosta puuttuvien kokeiden vastaavat arvot on esitetty graafisesti.

Test No.	Strain rate <sup>1</sup> %/min	Strain <sup>2</sup> %	Test No.	Strain rate <sup>1</sup> %/min	Strain <sup>2</sup> %	Test No.	Strain rate <sup>1</sup> %/min	Strain <sup>2</sup> %	Test No.	Strain rate <sup>1</sup> %/min	Strain <sup>2</sup> %
P2A	0,27	8,2	P18A	0,18	6,4	P4E	0,25	6,3	P8F	0,36	7,2
P3A	0,27	6,9	P19A	0,18	4,9	P7E	0,44	8,7	P9F	0,38	4,4
P4A	0,28	9,5	P20A	0,16	4,8	P8E	0,32	7,3	P10F	0,53	7,1
P5A	0,26	9,2	P21A	0,31	8,1	P9E	0,30	5,7	P1G	0,16	5,6
P11A	0,25	11,3	P22A	0,34	8,7	P10E	0,27	6,4	P2G	0,21	10,8
P12A	0,24	9,1	P23A	0,29	8,3	P11E	0,34	6,2	P3G	0,16	3,4
P13A	0,22	7,2	P24A	0,21	7,2	P12E	0,32	7,4	P4G	0,19	8,8
P14A	0,19	5,6	P25A	0,27	7,7	P13E	0,44	8,6	P5G	0,23	4,9
P15A	0,18	6,7	P1E	0,25	7,5	P14E	0,22	4,9	P6G	0,29	7,3
P16A	0,22	8,5	P2E	0,31	7,6	P15E	0,27	7,7	P7G	0,25	6,0
P17A	0,20	7,0	P3E	0,38	8,4	P7F	0,39	5,2	P8G	0,13	7,9

1. Average strain rate at reinforcement during pull-out test 2. Average strain between clamp and rear edge of reinforcement

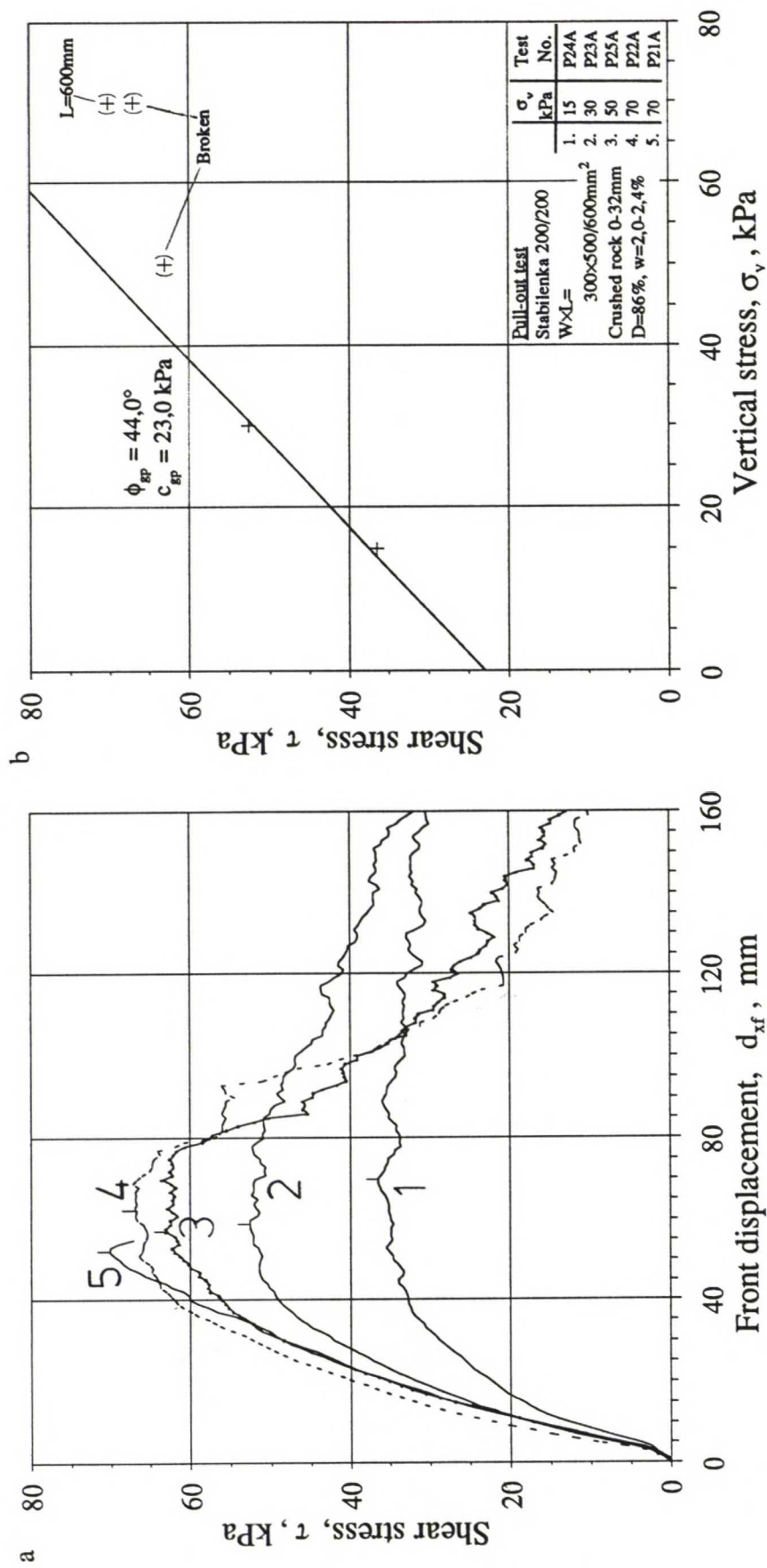


Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuoro-  
suhde. b Kiikakulman määrittäminen.

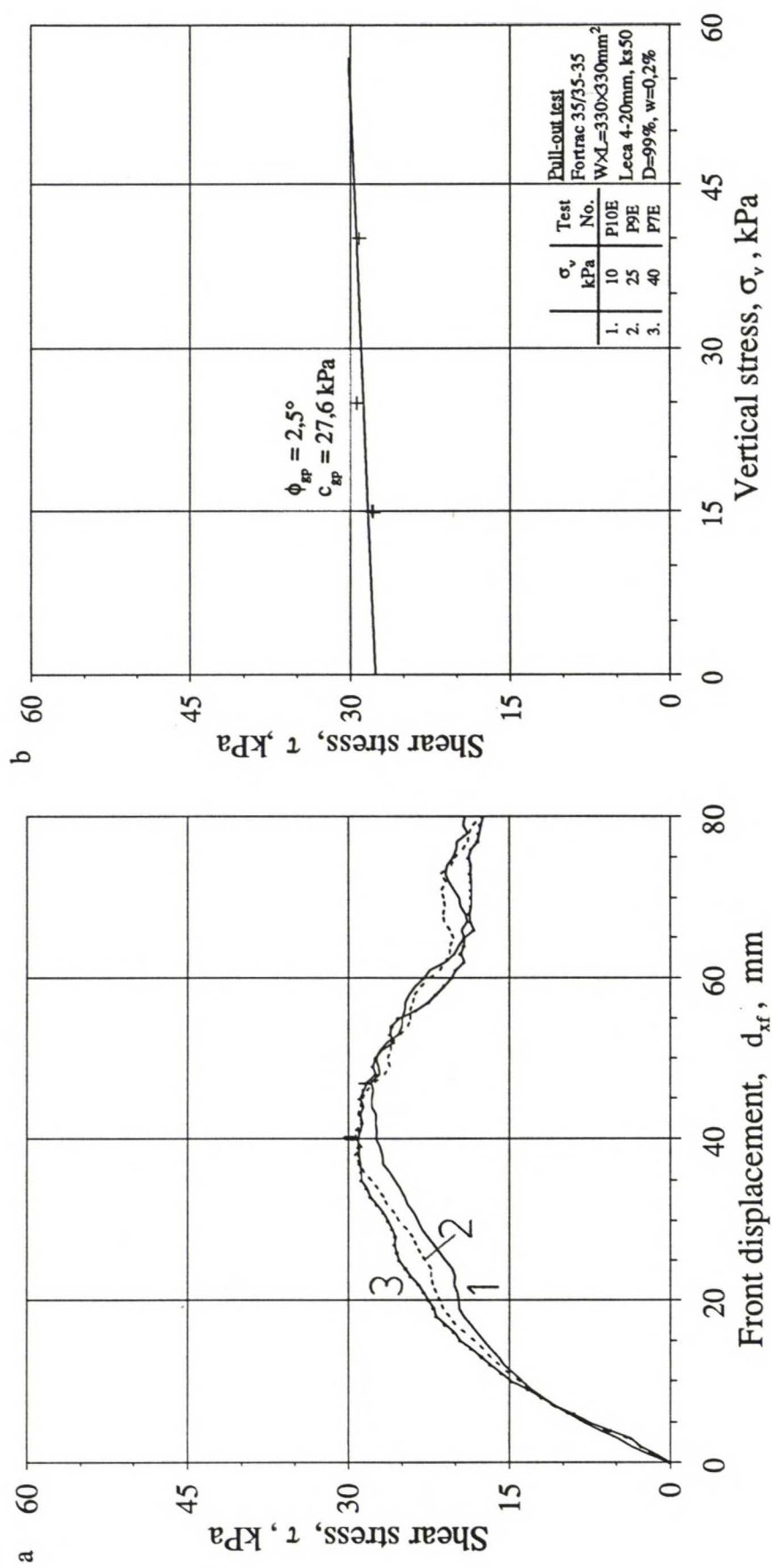


Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja löyhällä kevytsoralla ks 50. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kitkakulman määrittäminen.

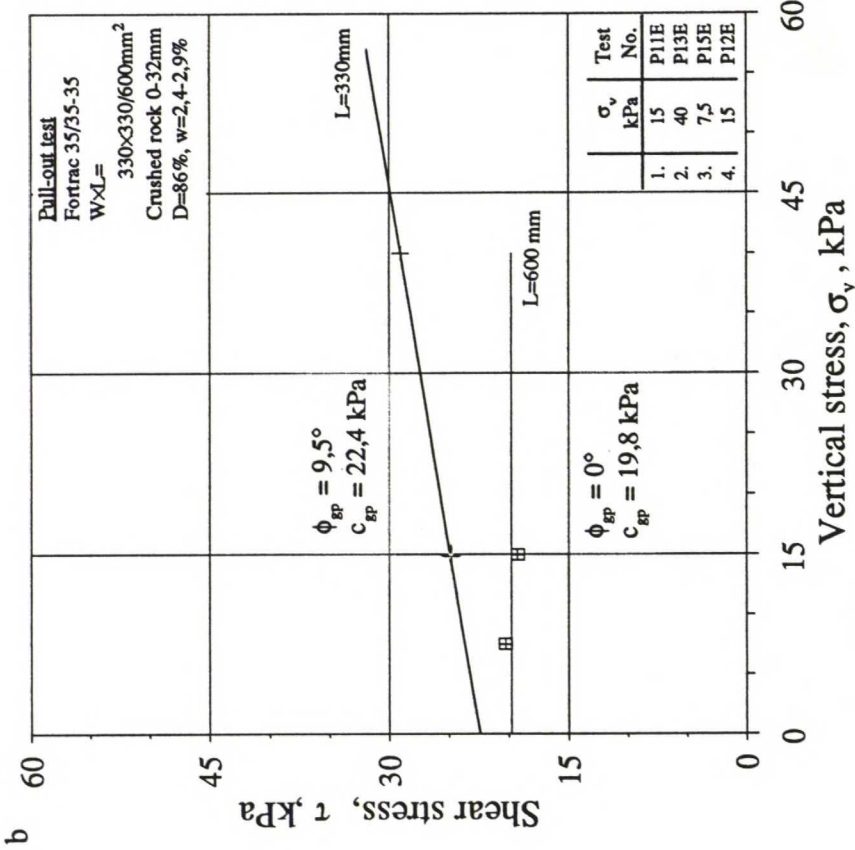
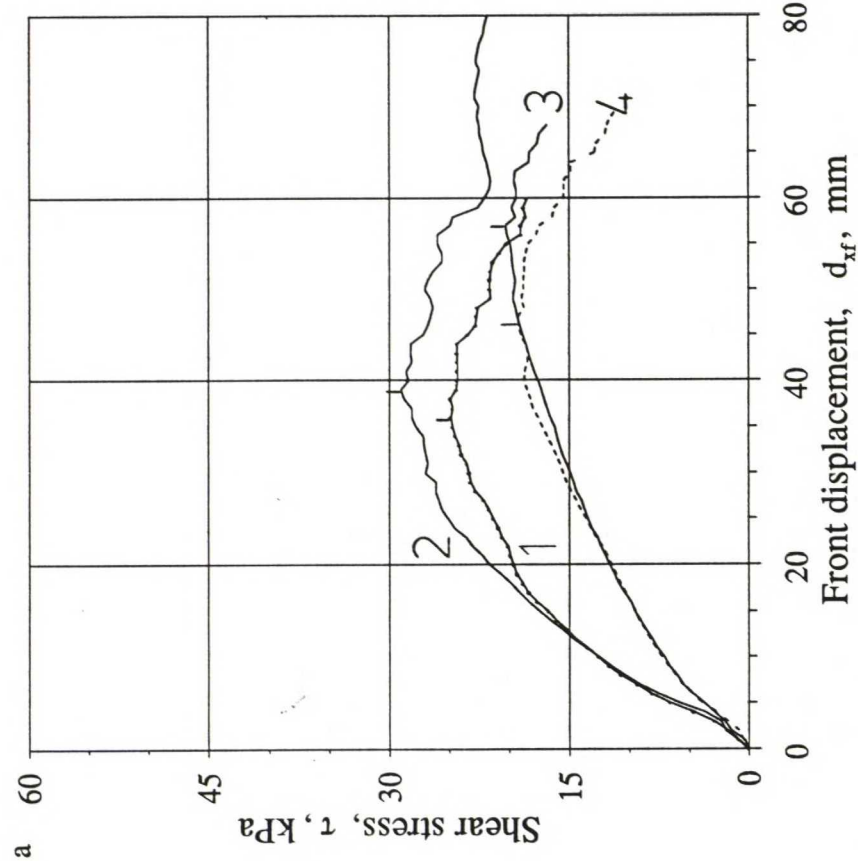




Ulosvetokoe vahvistekankaalla Stabilenka 200/200 ja tiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kitkakulman määrittäminen.

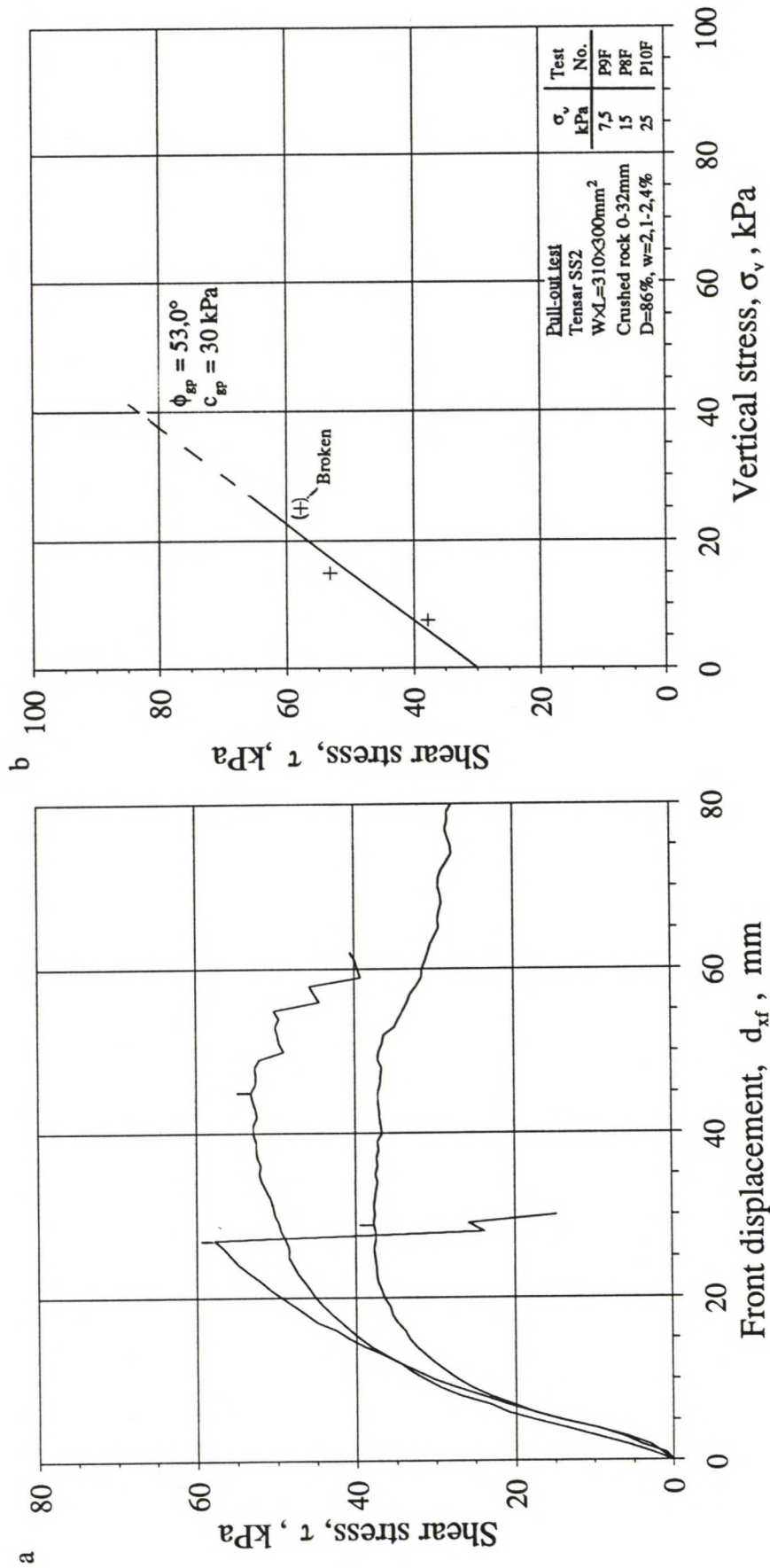


Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja tiiviillä kevytsoralla ks 50. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuoro-  
suhde. b Kitkakulman määrittäminen.

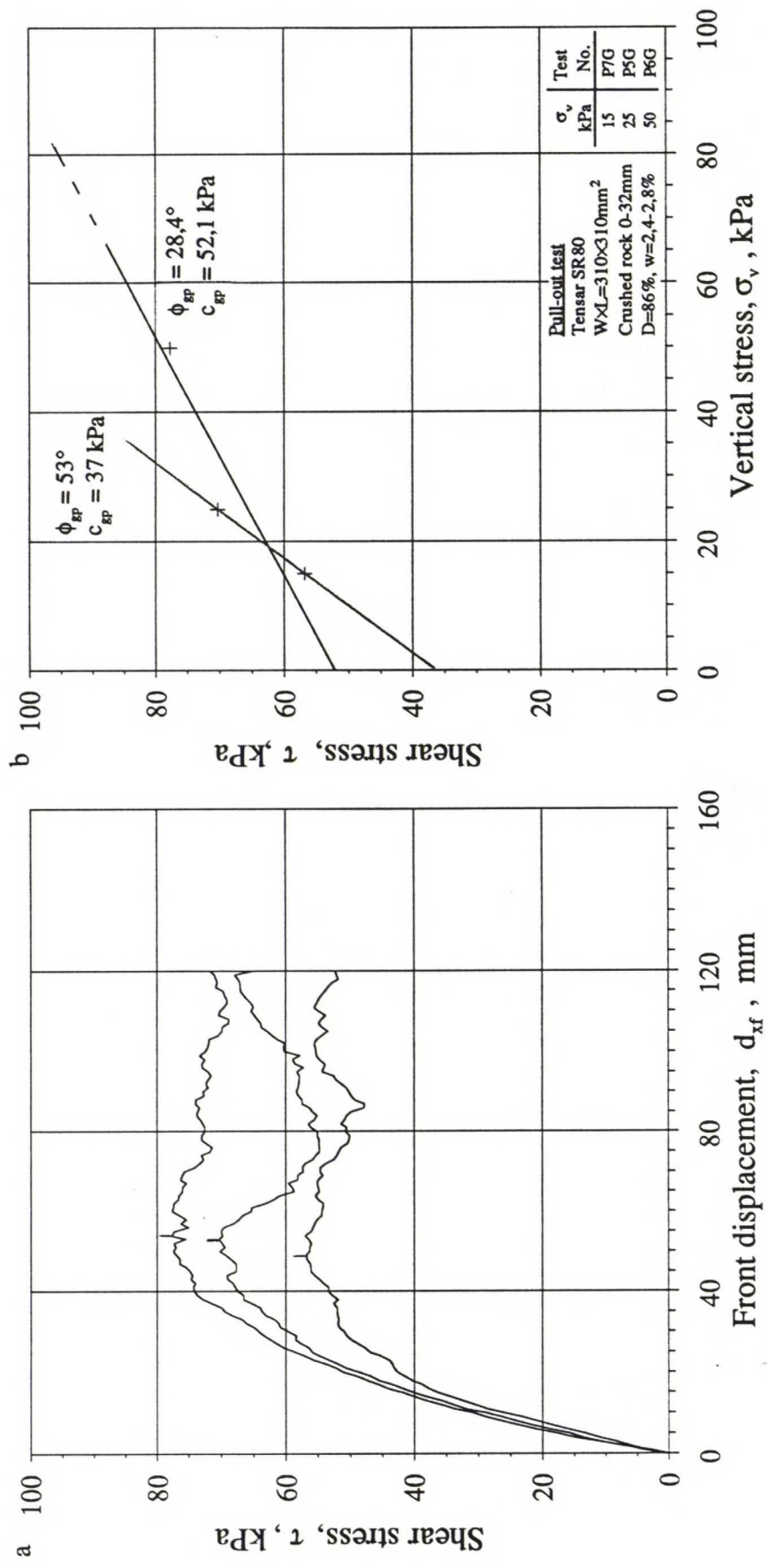


Ulosvetokoe vahvisteverkolla Fortrac 35/35-35 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhde. b Kitkakulman määrittäminen.

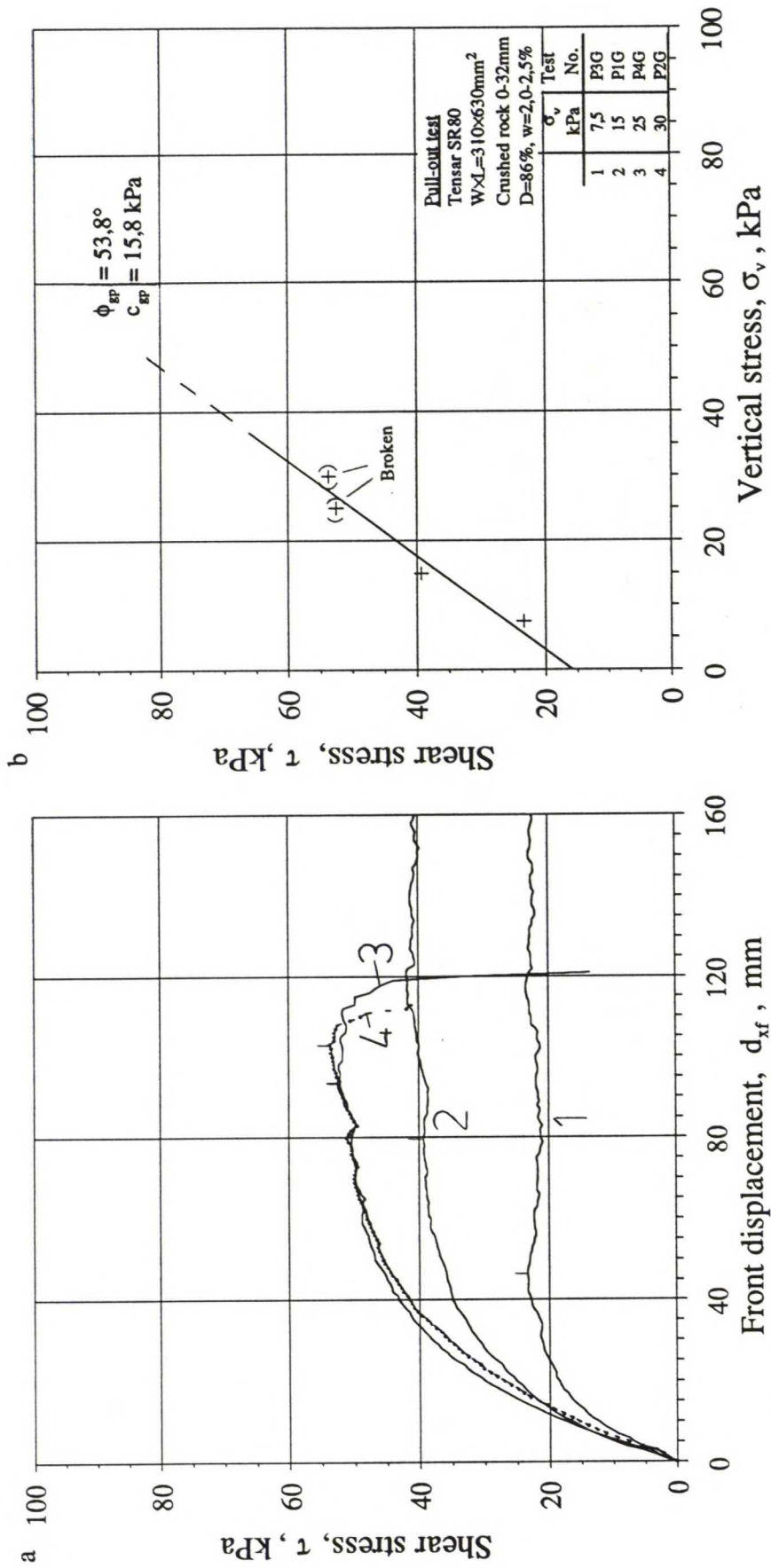




Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensor SS2 ja keskitiiviillä kalliomurskeella 0-32mm. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kitakulman määrittäminen.



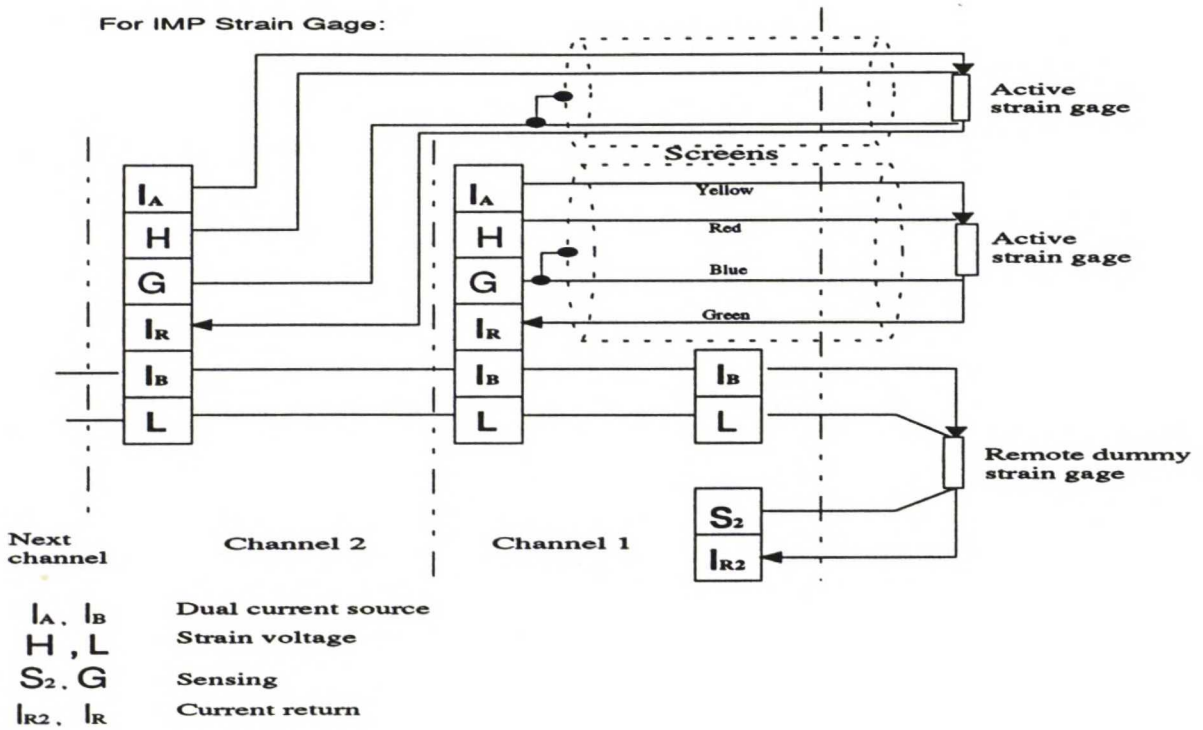
Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensor SR80 ja keskitiivillä kalliomurskeella 0-32mm. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kitkakulman määrittäminen. Vahvisteverkon pituus 310 mm.



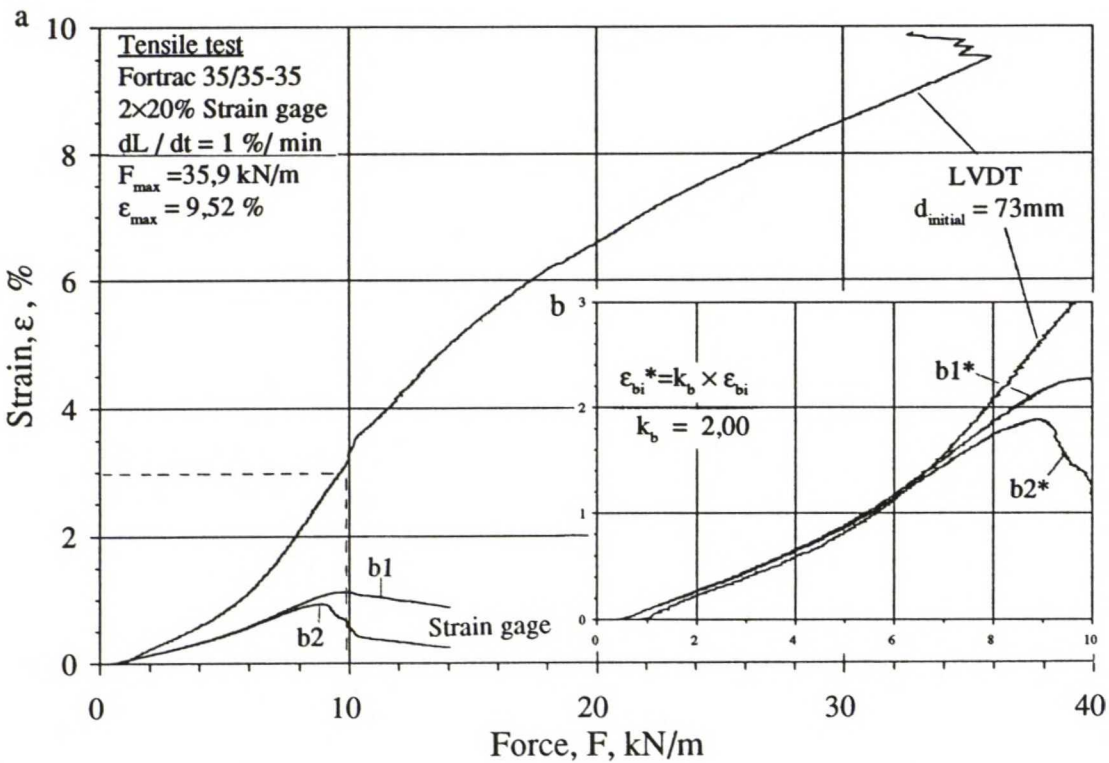
Ulosvetokoe vahvisteverkolla Tensor SR80 ja keskitiivillä kalliomurskeella 0-32mm. a Leikkausjännityksen ja puristimen siirtymän vuorosuhte. b Kitakulman määrittäminen. Vahvisteverkon pituus 630 mm.



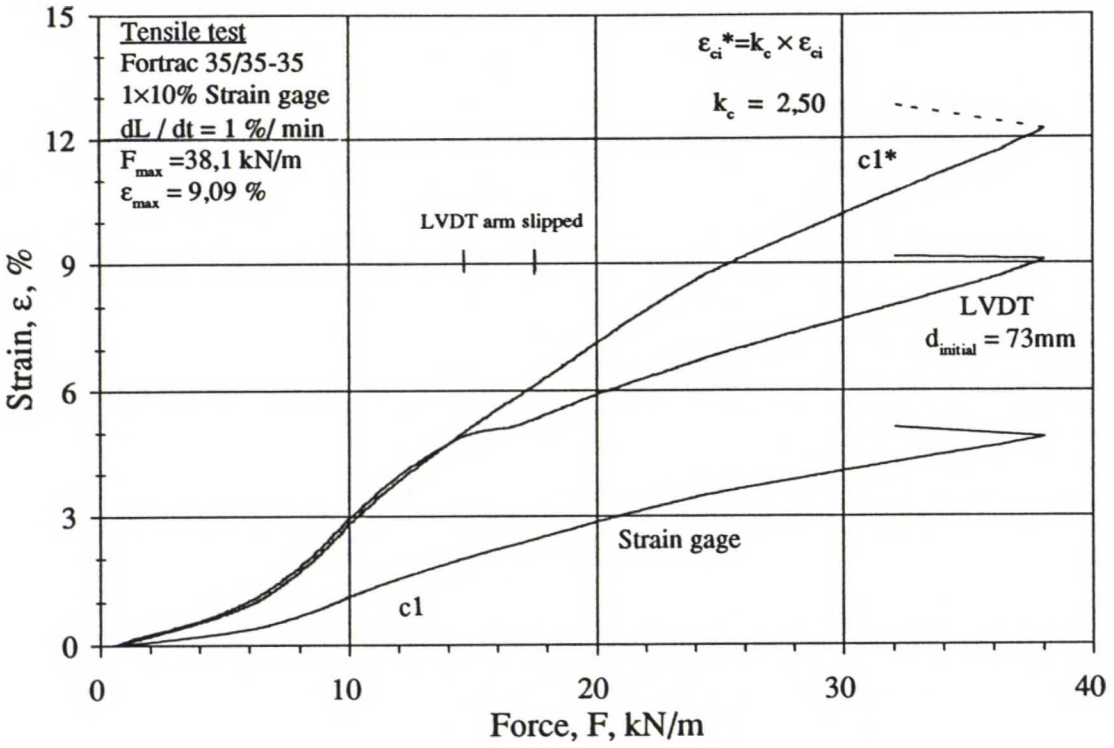




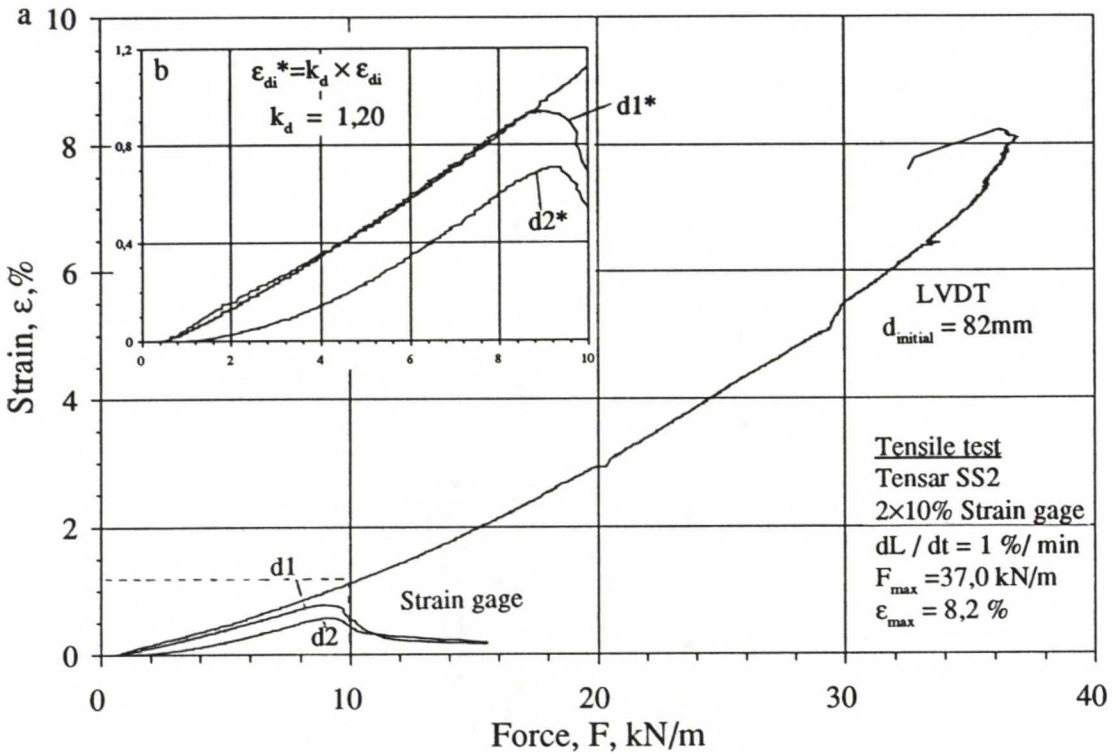
Kuva 1 Neljäjohtoinen neljännessilta -kytkentä venymäliuskalle (four-wire quarter-bridge configuration) (Schlumberger, s.6.15)



Kuva 2 Vetokoe. Venymäliuskosten (20 %) toiminta vahvisteverkossa Fortrac 35/35-35 ilmassa. a Vahvisteen muodonmuutoksen ja vetovoiman vuorosuhde. Kuvaan lisätty venymäliuskalla mitattu vahvisteen muodonmuutos. b Venymäliuskalla mitattu muodonmuutos kerrottuna korjauskertoimella  $k$ .



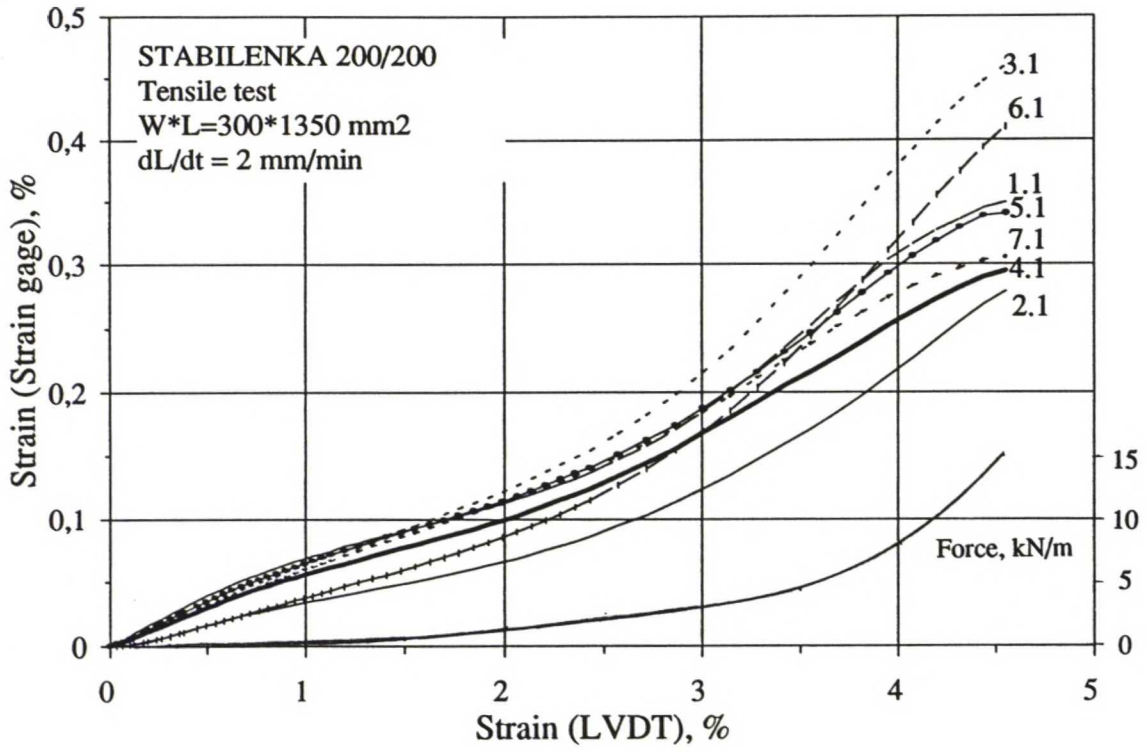
Kuva 2



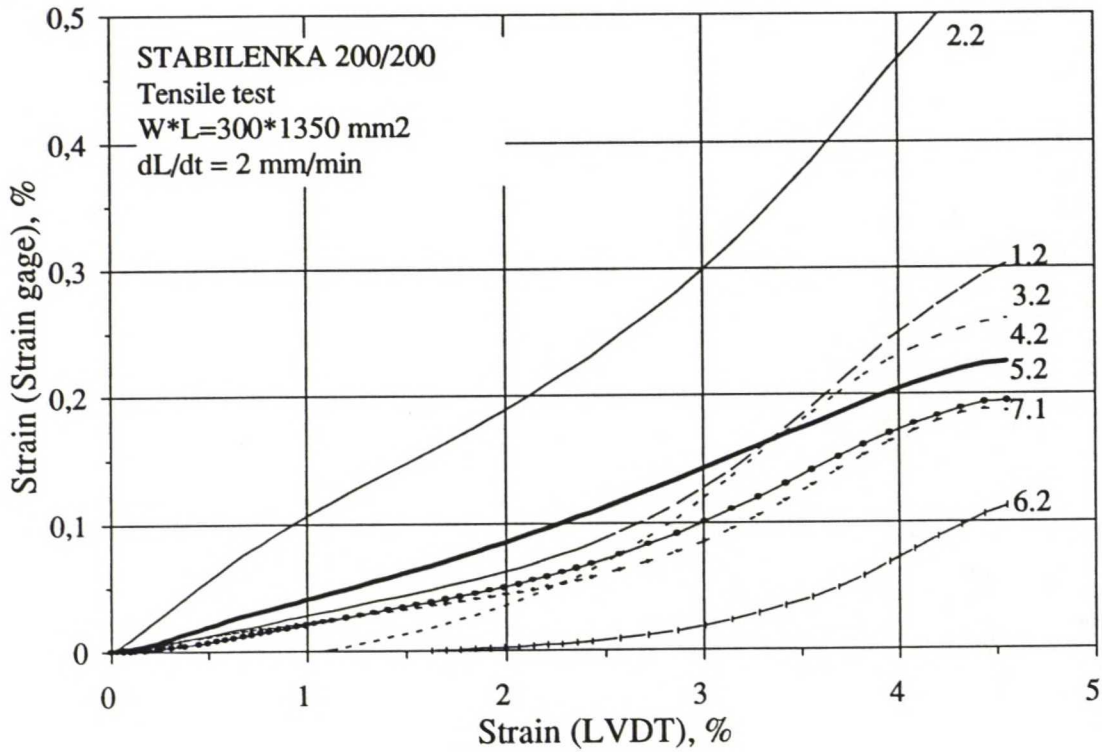
Kuva 1 ja 2 Vetokoe. Venymäliuskojen (10 %) toiminta vahvisteverkoissa Fortrac 35/35-35 ja Tensar SS2 ilmassa. a Vahvisteen muodonmuutoksen ja vetovoiman vuorosuhte. Kuvaan lisätty venymäliuskoilla mitattu vahvisteen muodonmuutos. b Venymäliuskoilla mitattu muodonmuutos kerrottuna korjauskertoimella  $k$ .



a

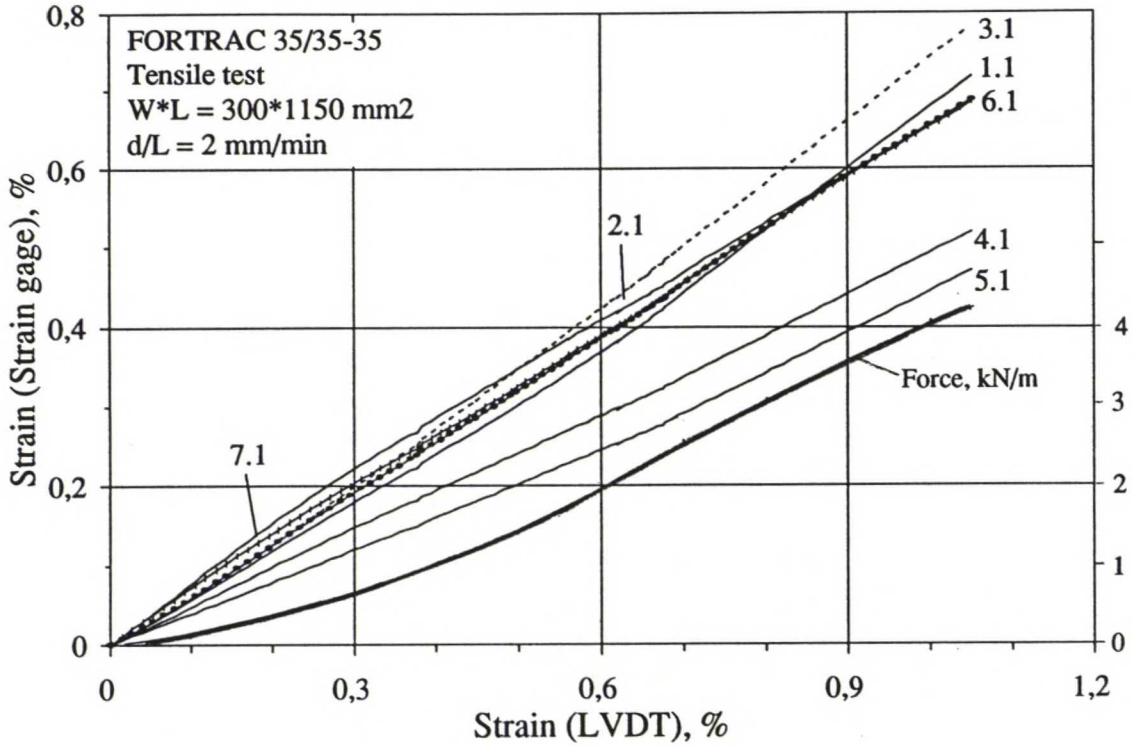


b

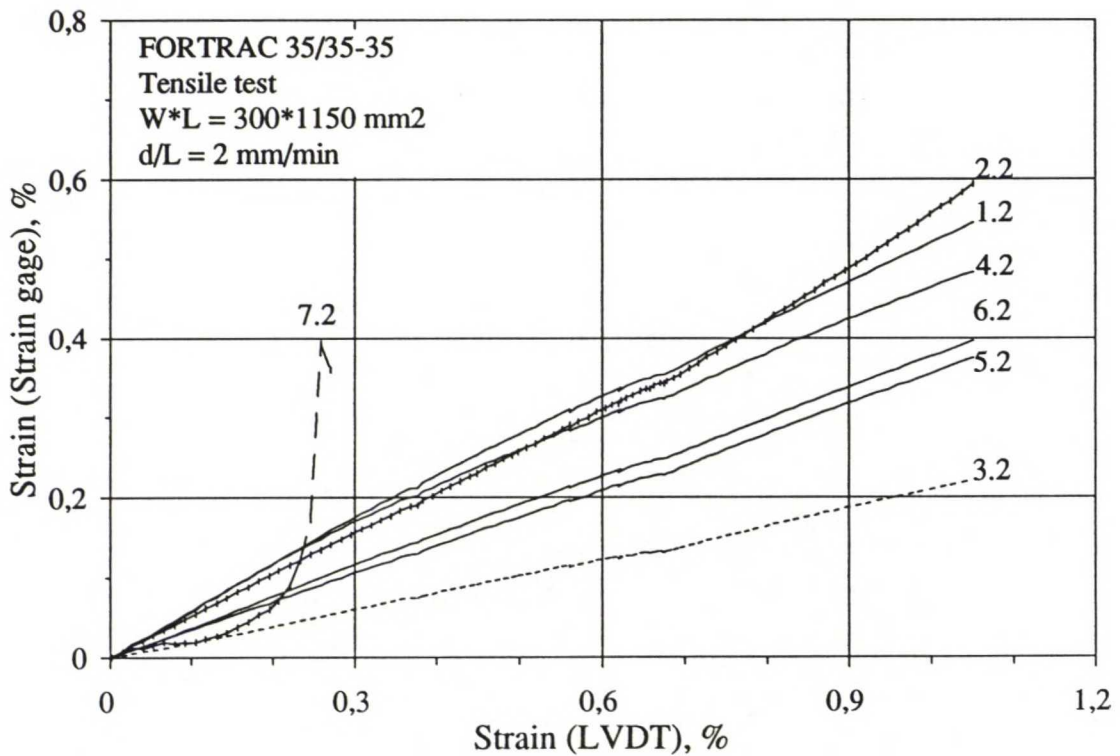


Esikoe ulosvetokoelaitteistolla. Venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattujen vahvistekankaan Stabilenka 200/200 muodonmuutoksien suhde. a Venymäliuskat 1.1 - 7.1. b Venymäliuskat 2.1 - 7.2. Kuvassa a alin kuvaaja esittää vahvisteseen kohdistuvan vetovoiman.

a



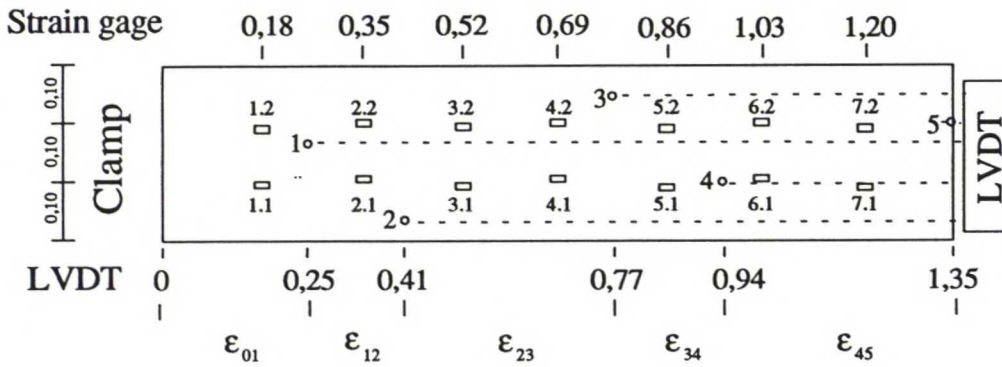
b



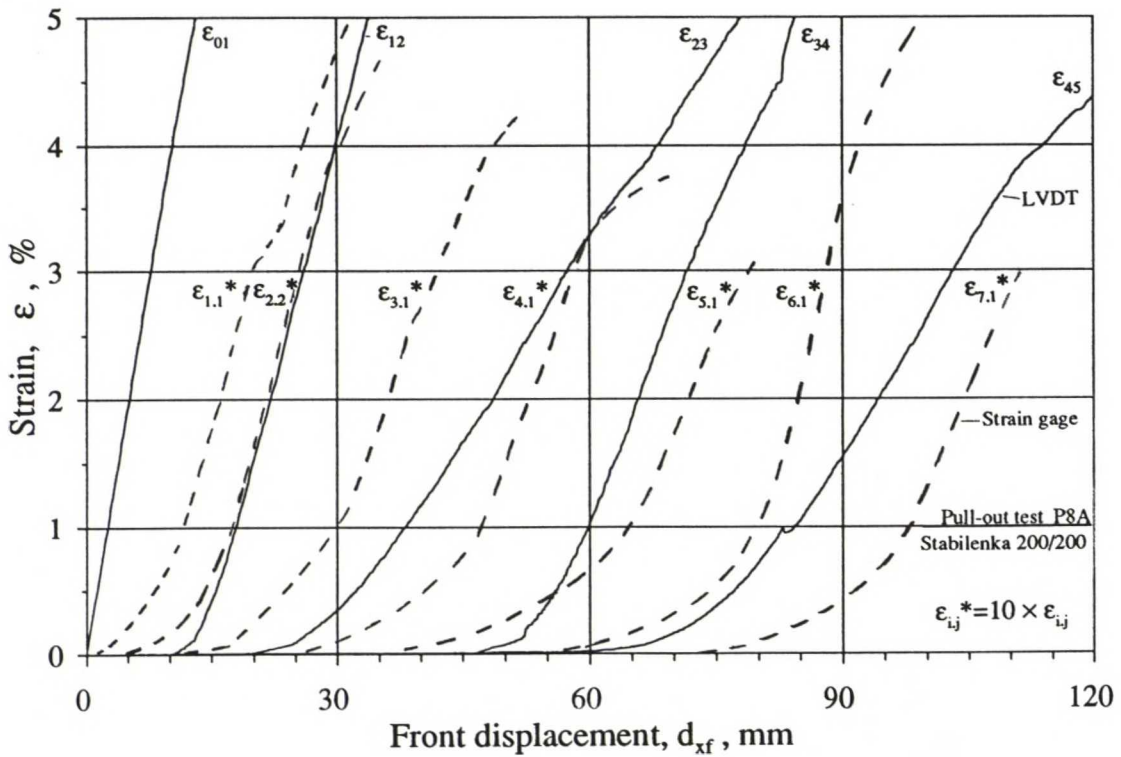
Esikoe ulosvetokoelaitteistolla. Venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattujen vahvisteverkon Fortrac 35/35-35 muodonmuutoksien suhde. a Venymäliuskat 1.1 - 7.1. b Venymäliuskat 2.1 - 7.2. Kuvassa a alin kuvaaja esittää vahvisteseeseen kohdistuvan vetovoiman.

a

## Stabilenka 200/200



b

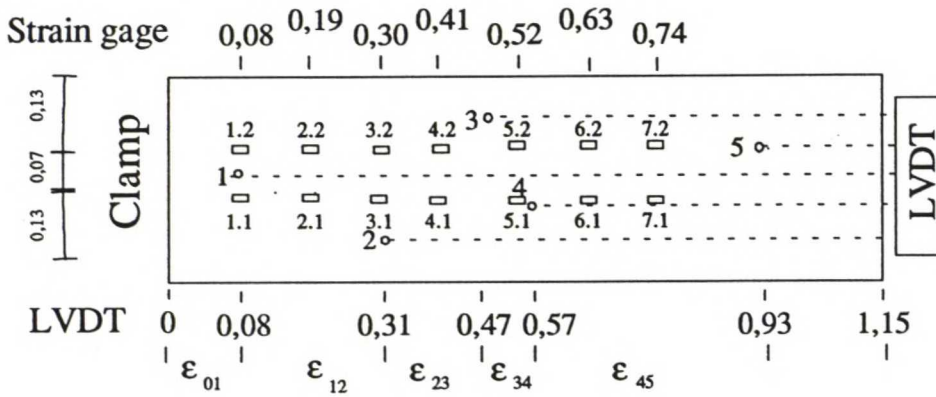


Ulosvetokoe P8A. Stabilenka 200/200. a Koekappaleen mitat ja venymäliuskojen ja siirtymänmittauspisteiden sijainnit vahvisteessa. b Venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattujen muodonmuutoksien ja puristimen siirtymän suhde. Venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset kerrottu kertoimella 10.

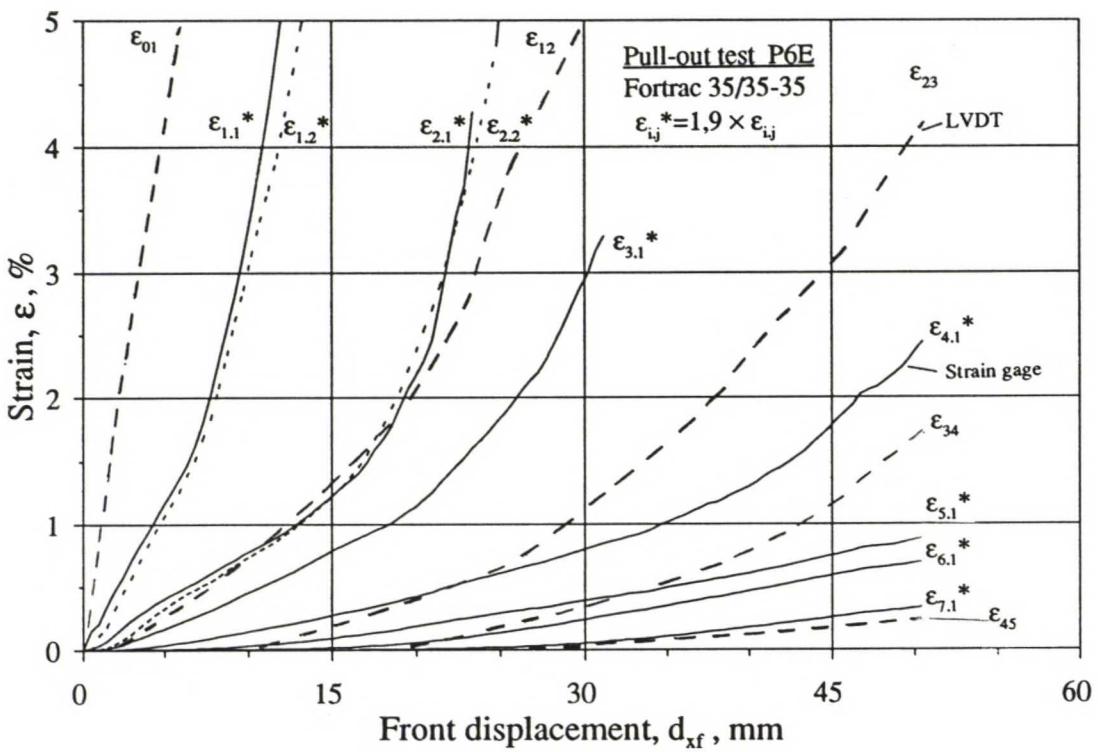


a

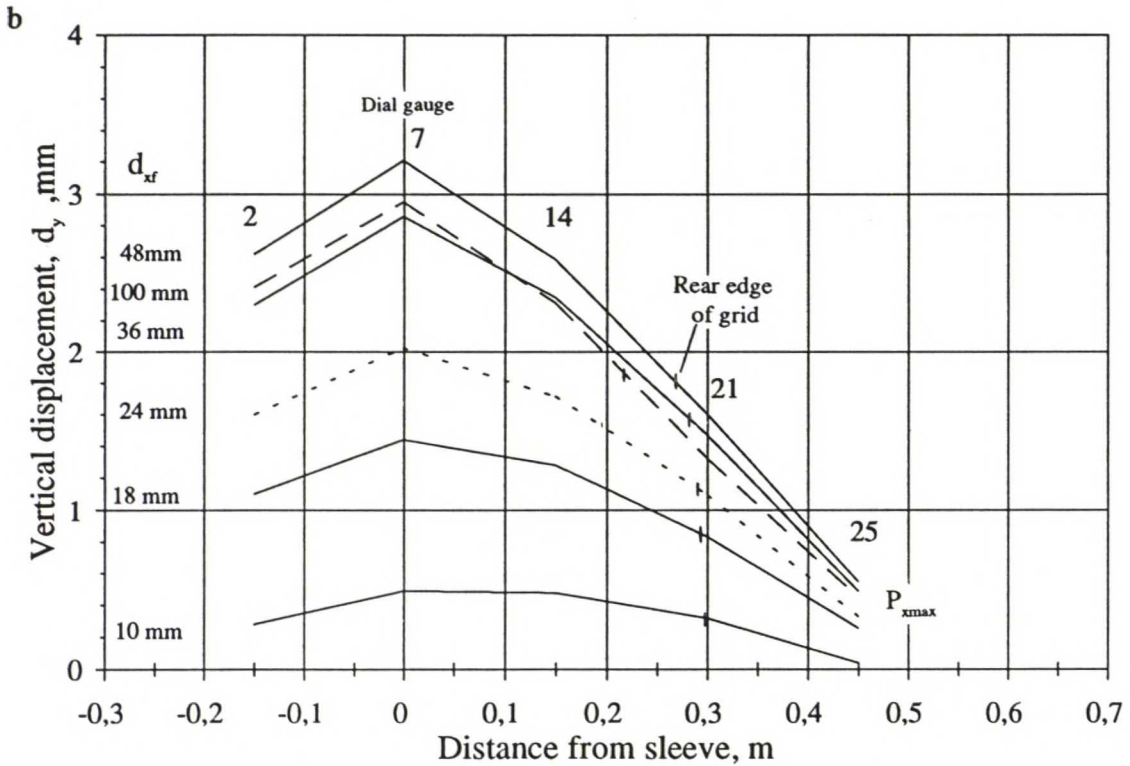
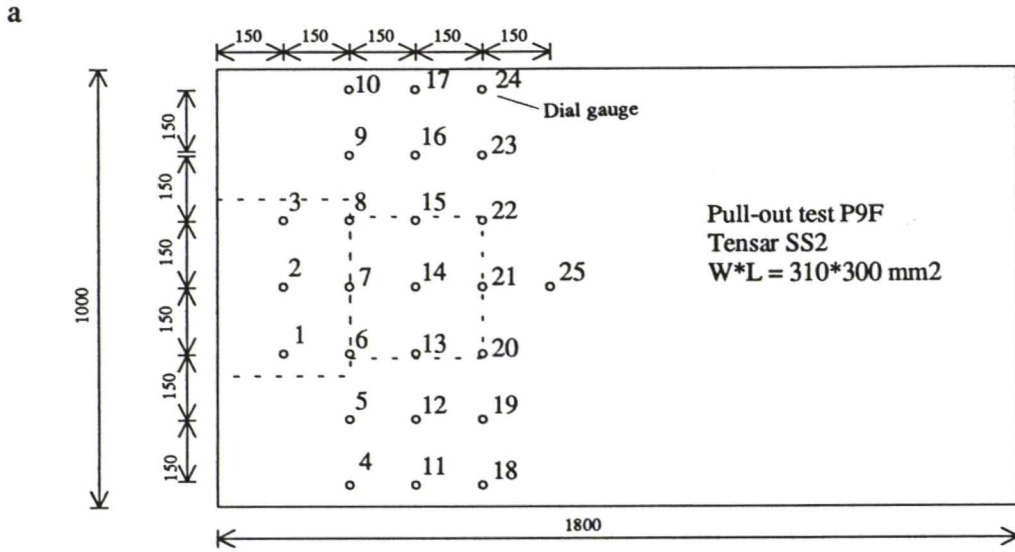
## Fortrac 35/35-35



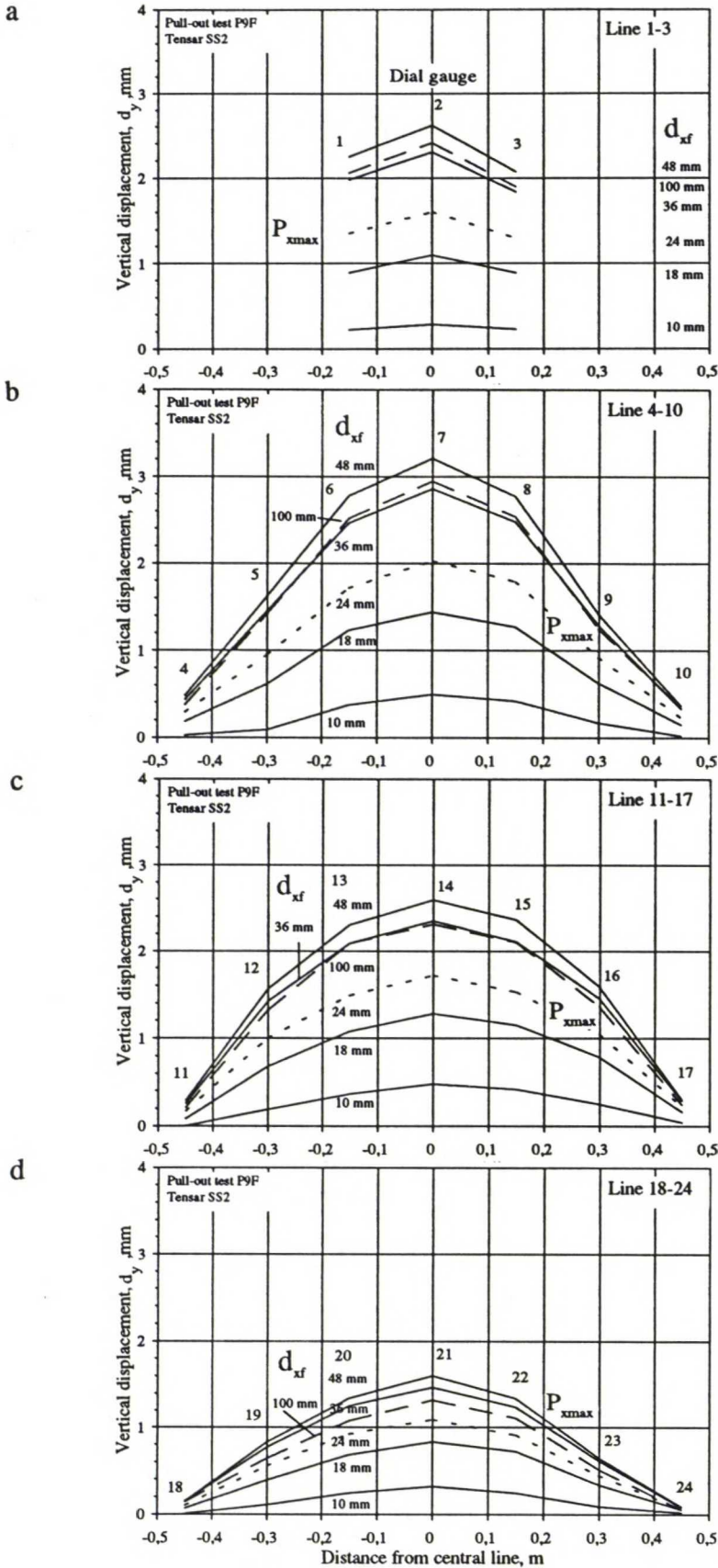
b



Ulosvetokoe P6E. Fortrac 35/35-35. a Koekappaleen mitat ja venymäliuskojen ja siirtymänmittauspisteiden sijainnit vahvisteessa. b Venymäliuskoilla ja LVDT:llä mitattujen muodonmuutoksien ja puristimen siirtymän suhde. Venymäliuskoilla mitatut muodonmuutokset kerrottu kertoimella 1,9.



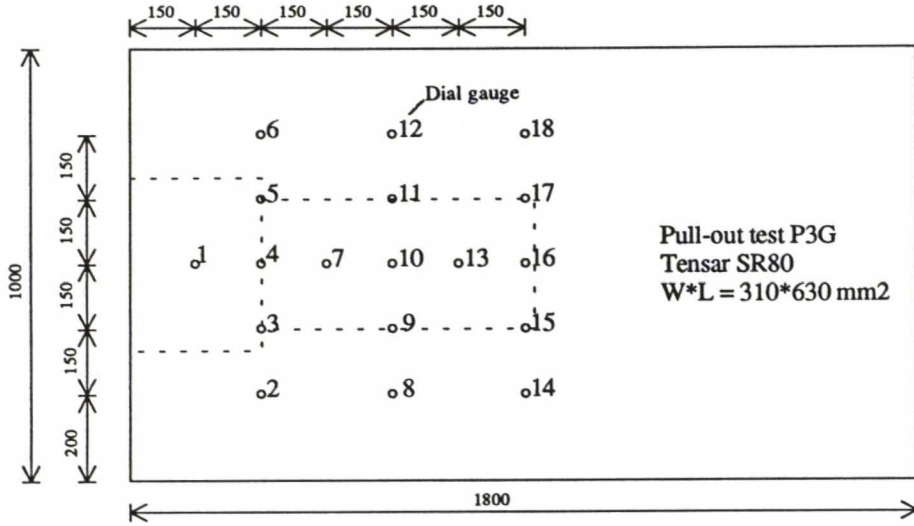
Ulosvetokoe P9F. Vahvisteverkko Tensar SS2. a Mittakellojen sijainnit murskekerroksen pinnalla. b Maanpinnan vertikaalisiirtymät koekuopan keskilinjalla eri suuruisilla puristimen siirtymillä (mittakellot 2, 7, 14, 21 ja 25). Pisteviivalla esitetty vertikaalisiirtymät, kun ulosvetovoima suurimmillaan.



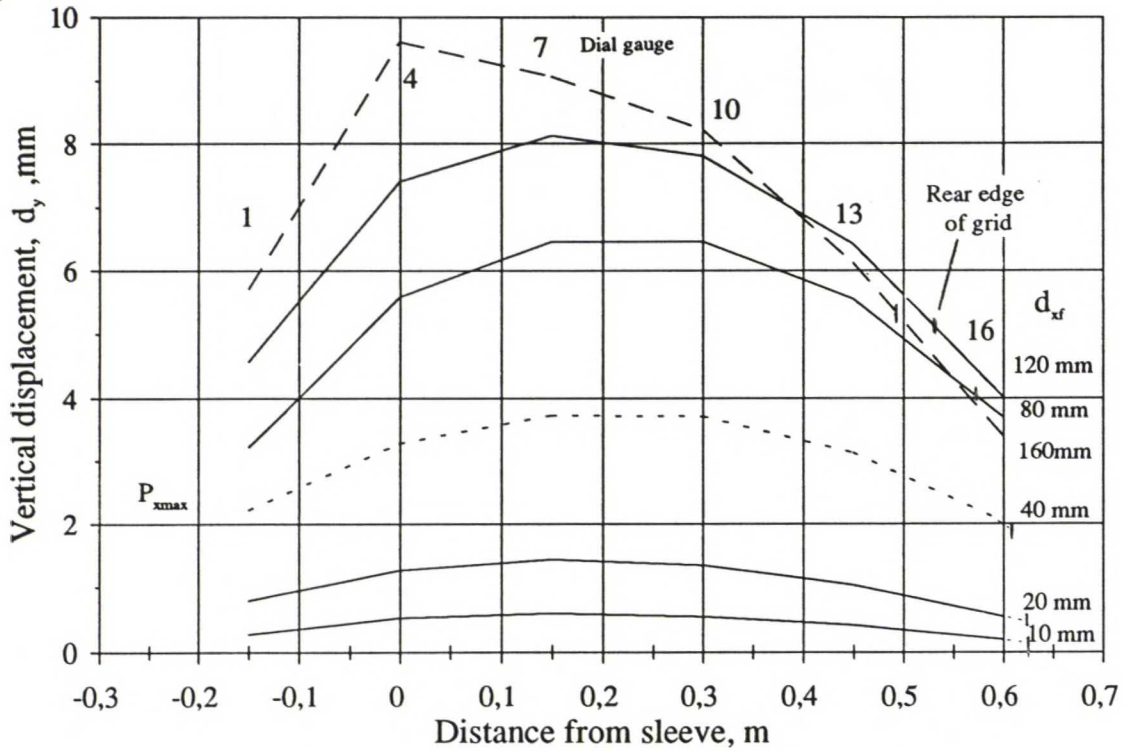
Ulosvetokoe P9F. Vahvisteverkko Tensar SS2. Maanpinnan vertikaalisiirtymät eri suuruksilla puristimen siirtymillä. a Mittakellot 1 - 3. b 4 - 10. c 11 - 17. d 18 - 24. Pisteviivalla esitetty vertikaalisiirtymät, kun ulosvetovoima suurimmillaan.



a

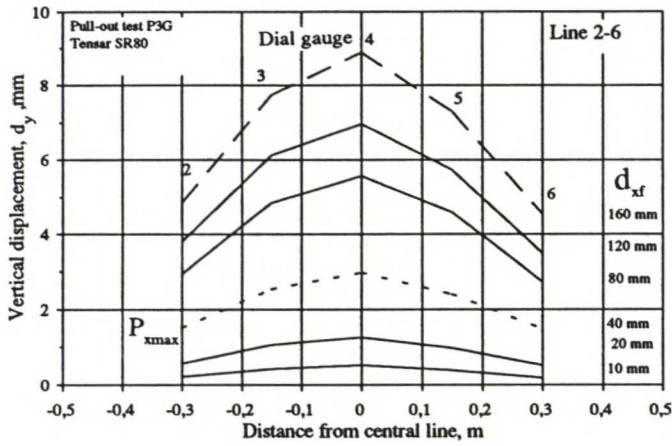


b

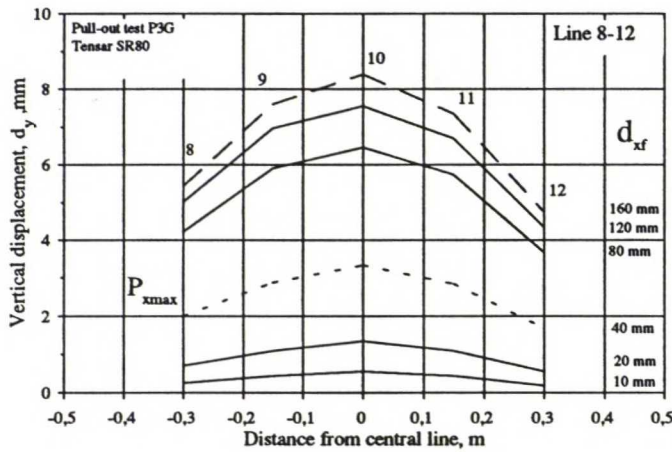


Ulosvetokoe P3G. Vahvisteverkko Tensar SR80. a Mittakellojen sijainnit murskekerroksen pinnalla. b Maanpinnan vertikaalisiirtymät koekuopan keskilinjalla eri suuruisilla puristimen siirtymillä (mittakellot 1, 4, 7, 10, 13 ja 16). Pisteviivalla esitetty vertikaalisiirtymät, kun ulosvetovoima suurimmillaan.

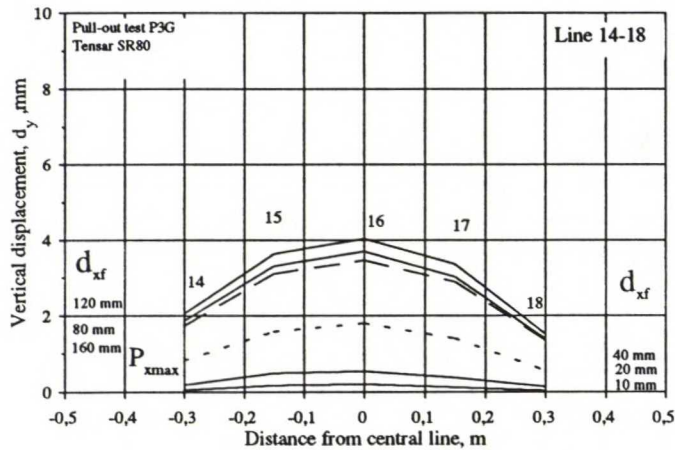
a



b

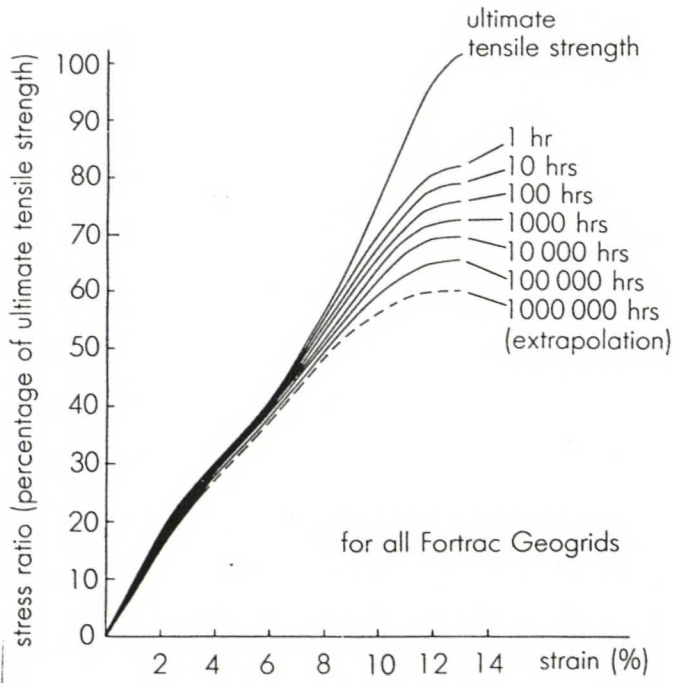


c

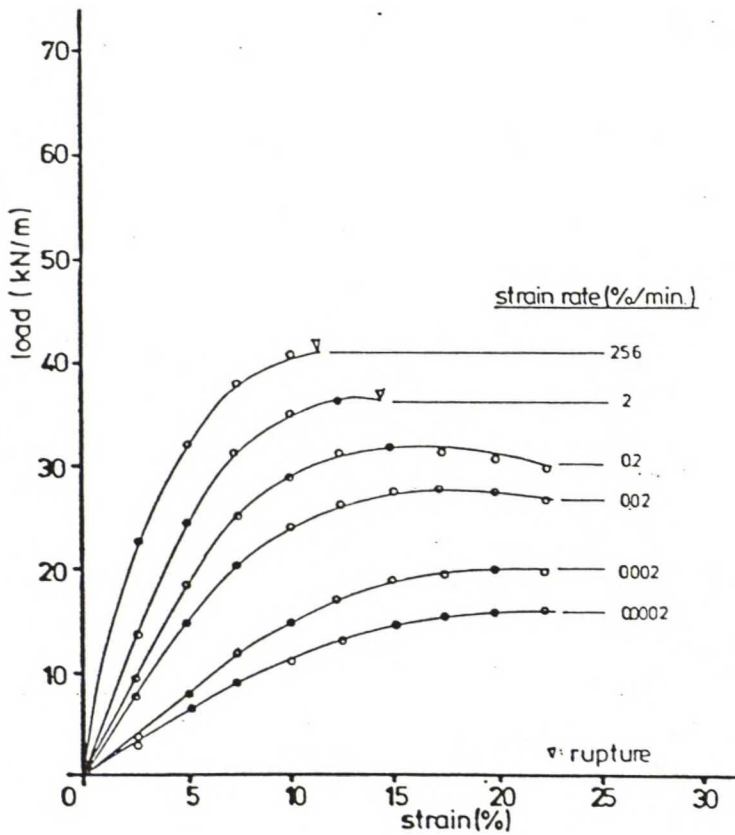


Ulosvetokoe P3G. Vahvisteverkko Tensar SR8. Maanpinnan vertikaalisiirtymät eri suuruksilla puristimen siirtymillä. a Mittakellot 2 - 6. b Mittakellot 8 - 12. c Mittakellot 14 - 18. Pisteviivalla esitetty vertikaalisiirtymät, kun ulosvetovoima suurimmillaan.

a



b



Pitkäaikainen vetokoe. Suhteellisen muodonmuutosnopeuden vaikutus vahvisteverkon suhteelliseen muodonmuutokseen ja vetolujuuteen lämpötilassa +20°C. a Fortrac. b Tensar SS2, poikkisuunta (British Board of Agrément 1992, s.4; Yeo 1985, fig. 4.31).